

TYÖNAIKAISTEN RATAKAIVANTOJEN TUKEMINEN

o Kimmo Laatunen

TYÖNAIKAISTEN RATAKAIVANTOJEN TUKEMINEN

o Kimmo Laatunen

RHK
RATAHALLINTOKESKUS
KAIVOKATU 6, PL 185
00101 HELSINKI

PUH. (09) 5840 5111
FAX. (09) 5840 5140
SÄHKÖPOSTI: info@rhk.fi

ISBN 952-445-058-5
ISSN 1455-2604

Laatunen, Kimmo: Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen. Ratahallintokeskus, Kunnossapitoyksikkö. Helsinki 2001. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2001. 90 sivua. ISBN 952-445-058-5, ISSN 1455-2604.

Avainsanat: ratakaivanto, rakennuskaivanto, tukiseinä

TIIVISTELMÄ

Työnaikaisia ratakaivantoja on suunniteltu ja rakennettu vuosia ilman, että kaivannot olisivat sortuneet ja suistaneet junia raiteelta. Samaan aikaan junien akselipainot ovat nousseet, mutta mitoitusperusteita ei ole tarkistettu. Tämän tutkimuksen tarkoituksena on selvittää ratakaivantoja koskevan uuden suunnitteluohjeen tarpeellisuus.

Tutkimus eteni normaalin suunnitteluprosessin mukaisessa järjestyksessä lähtötietojen hankinnasta tukiseinän purkamiseen. Työn alussa on verrattu ratakaivantojen poikkeavuutta muihin tavallisiin kaivantokohteisiin.

Tutkimuksessa on tarkasteltu nykyistä työnaikaisten ratakaivantojen tukemiskäytäntöä ja selvitetty ratakaivantojen erityispiirteitä muihin rakennuskaivantoihin nähden. Lisäksi työssä on kirjallisuuslähteiden avulla vertailtu mitoittamista Ruotsissa, Norjassa ja Saksassa ja tehty vertailulaskelmia tavallisimmista ratakaivantokohteista.

Ratakaivanto on yleensä hyvin vaativa kaivanto, joka vaatii suunnittelun ja rakentamisen aikana jokaiselta osapuolelta tietotaitoa ja oikeaa suhtautumista ratakaivanto-hankkeeseen suurten onnettomuuskustannusten vuoksi.

Tyypillisimpiä ratakaivannoissa käytettäviä tukiseinätyyppejä ovat teräsponttiseinät, jotka ovat yleensä tukemattomia tai ankkuroitu yhdeltä tasolta ulospäin. Tuennassa käytetään vetoankkureina yleensä harjateräksiä, jotka ankkuroidaan teräspontti-profiileihin. Käytettävän teräspontti-profiilin mitoittaa tavallisimmin lyöntitilanne eikä taivutusmomentti, sillä ratarakenteessa olevista maakerroksista ei päästä läpi alle $1000 \text{ cm}^3/\text{m}$ taivutusvastuksen omaavilla teräspontti-profiileilla. Tämän ansiosta pontti-profiilien mitoituksessa tapahtuneet virheet eivät ole suurestikaan vaikuttaneet lopulliseen tukiseinärakenteeseen.

Savimaissa tukiseinät ovat toimineet suunnitellulla tavalla, mutta hiekkamaissa tukiseinät ovat siirtyneet suunniteltua enemmän aiheuttaen radan painumista. Siirtymien suuruutta selittää osittain nykyinen, liian pieni kuormaotaksuma sekä rakentajien suhtautuminen tukiseinän rakentamisen vaativuuteen. Työn perusteella ehdotetaan, että ratakaivannoissa otetaan käyttöön LM71-kuormakaavion mukainen pystykuorma ilman varmuuskertoimia sekä ankkurivoimia määritettäessä Prud'homme-kaavan mukainen vaakakuorma, jolloin käytettävien ankkurien paksuudet kasvavat. Tämä muutos ei nosta suurestikaan rakentamiskustannuksia, mutta nostaa huomattavasti tukiseinän kokonaisvarmuutta edesauttaen näin radan painumien pysymistä sallituissa rajoissa.

Tukiseinien siirtymien hallitsemiseksi ja riskikustannusten pienentämiseksi ratakaivannoista olisi syytä laatia uusi ohjeisto. Ohjeistoa varten olisi lisäksi tehtävä hitsausohje tyypillisimmistä ankkuri- ja palkkiliitoksista, sillä hitsausliitokset ovat tukiseinien kriittisimpiä kohtia.

Laatunen, Kimmo: Supporting Railway Excavations During Construction. Finnish Rail Administration, Maintenance Department. Helsinki 2001. Publications of the Finnish Rail Administration A 10/2001. 90 pages. ISBN 952-445-058-5, ISSN 1455-2604.

Keywords: retaining wall, abutment wall, railway excavation

SUMMARY

Railway excavations during construction have been designed and excavated for years without any cave-ins causing derailments of trains. Meanwhile, the axle loads of trains have increased, but the design bases have remained unchanged. The aim of this project is to estimate the necessity for new design instructions for railway excavations.

This study followed the normal order of design procedure starting with the gathering of basic data and ending by dismantling the support structures. In the beginning the deviations of railway excavations compared to ordinary excavations were studied.

In this study current practise of supporting railway excavations as well as special characteristics of the railway excavations were investigated. Design methods used in Sweden, Norway and Germany have been studied based on literature. Furthermore, comparative calculations using different calculation methods have been made in some typical cases of railway excavations.

Most railway excavations are considered to be very demanding foundation engineering structures. Therefore, everyone who is involved with the design or construction of railway excavations should have a high level of knowledge and the right attitude, because even a small mistake may easily lead to serious accidents and high costs.

The most typical supported railway excavations are made of sheet steel piles, which either act as a cantilever or are supported at one level. Usually the sheet steel walls are anchored externally to a group of sheet steel piles using ribbed steel bars. A sheet steel pile profile must have a section modulus of at least $1000 \text{ cm}^3/\text{m}$ to be able to penetrate the railway superstructure. Therefore, the sheet steel section is usually dimensioned by the driving situation and not by the bending moment. This is why the mistakes made during the dimensioning of the sheet steel profile has not affected many of the final supported wall structures.

In most cases the supported excavations have functioned in cohesive soils as designed, while in the cohesionless soils excavations have deformed more than anticipated. The non-permissible horizontal movements can be explained partly by a too small loading assumption in design and partly by the unprofessional attitude of constructors. Based on the results of this study the vertical loading assumptions to be taken into account in designing should be based on the LM71 loading model excluding any factor of safety. In the determining of the anchor forces the lateral load obtained with the Prud'homme formula should be included, resulting in an increase in the diameter of the anchor bars. This change will not raise the construction costs very much, but will efficiently increase the safety factor of supported excavations. In which case the settlements of railway track should also remain within the permissible limits.

New instructions for railway excavations should be tabulated in order to control horizontal movements of supported excavations and to reduce potential increased risk costs. New welding instructions for the most usual types of anchor and beam joints should also be prepared, because welded joints are the most critical parts of supported excavations.

ESIPUHE

Tämä työnaikaisten ratakaivantojen tukemista koskeva opinnäytetyö tehtiin Tampereen teknillisen korkeakoulun (TTKK) rakennusosaston pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa professori Pauli Kolisojan ohjauksessa. Työn teki Kimmo Laatunen. Ratahallintokeskus (RHK) rahoitti tutkimuksen.

Työn tarkastivat professori Pauli Kolisoja TTKK:sta ja diplomi-insinööri Pasi Leimi RHK:n kunnossapitoyksiköstä. Tutkimuksen ohjausryhmään kuuluivat lisäksi tekniikan lisensiaatti Pekka Vuola Oy VR-Rata Ab:stä, professori Jorma Hartikainen TTKK:sta ja rakennusinsinööri Aaro Holopainen Kreuto Oy:stä.

Helsingissä lokakuussa 2001

Ratahallintokeskus
Kunnossapitoyksikkö

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
SUMMARY	4
ESIPUHE.....	6
KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET	9
1 JOHDANTO	12
1.1 Tausta	12
1.2 Työn tavoitteet	13
1.3 Työn suoritus.....	13
2 KAIVANNON SUUNNITTELU.....	15
2.1 Kaivantojen turvallisuus.....	15
2.1.1 Kaivutöiden turvallisuus.....	15
2.1.2 Työ- ja liikenneturvallisuus.....	15
2.2 Suunnittelun yleinen kulku	17
2.3 Kaivannon suunnittelun lähtötiedot	19
2.3.1 Rata.....	19
2.3.2 Maaperä	19
2.3.3 Ympäristö	21
2.4 Kaivantotyyppin valinta.....	21
2.4.1 Pohjasuhteet.....	21
2.4.2 Rautatieympäristö	24
2.4.3 Työmaajärjestelyt	26
2.4.4 Kaivantoon tulevat rakenteet ja kaivannon tilantarve	26
2.5 Tukiseinän toiminta- ja tuentatapa	26
2.6 Kaivannon kuivanapidon ja pohjaveden hallinta	29
3 TAVALLISIMMAT TUKISEINÄTYYPIT	31
3.1 Teräsponttiseinä	31
3.1.1 Edut ja ongelmat.....	31
3.1.2 Rakentaminen	32
3.1.3 Purkaminen.....	37
3.2 Settiseinä	38
3.2.1 Edut ja ongelmat.....	38
3.2.2 Rakentaminen	38
3.2.3 Purkaminen.....	39
4 KUORMAT.....	41
4.1 Junakuormat	41
4.2 Maanpaine	45
4.3 Vedenpaine.....	47
4.4 Muut kuormat.....	48
5 TUETUN KAIVANNON MITOITUS	52
5.1 Vaadittu varmuustaso ja kaivannon sallitut liikkeet	52
5.2 Teräsponttiprofilien mitoitus lyöntitilanteessa.....	53
5.3 Lyöntisyvyyden ja ankkurivoiman määrittäminen.....	54
5.3.1 Ullokkeena toimiva tukiseinä	54
5.3.2 Yhdeltä tasolta vapaasti tuettu tukiseinä	56

5.3.3	Yhdeltä tasolta esijännittämättömillä tuilla alapäästä kimmoisesti kiinnitetty tukiseinä.....	57
5.4	Kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen.....	58
5.5	Tukiseinän pystystabiliteetti	60
5.6	Tukiseinän ja ankkuroinnin välisen etäisyyden tarkistaminen.....	61
5.7	Kaivannon kokonaisstabiliteetti	62
5.8	Tukirakenteiden mitoitus	63
5.8.1	Tukiseinän momentti- ja leikkausvoimakapasiteetti	63
5.8.2	Ankkurit, tuet, ankkuripalkit ja kalliotapit	64
5.9	Siirtymätarkastelut	68
5.10	Mitoitusvertailu	68
5.10.1	Ratakaivanto hiekkamaassa.....	68
5.10.2	Ratakaivanto savimaassa	74
6	KAIVANTOSUUNNITELMAN SISÄLTÖ	80
6.1	Urakkaohjelma	80
6.2	Työselitys	80
6.3	Kaivantopiirustukset	80
6.4	Mitoituslaskelmat.....	81
7	TUKISEINÄN RAKENTAMISEN VALVONTA.....	83
7.1	Valvonnan vastuu.....	83
7.2	Ennen rakentamista	83
7.3	Rakentamisen aikana.....	83
7.4	Purkamisen aikana	84
8	JOHTOPÄÄTÖKSET	86
	KIRJALLISUUSLUETTELO	89

KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET

A	seinän kärjen poikkileikkauspinta-ala
A_g	ankkurin poikkileikkauspinta-ala
A_s	ankkurin vetojännityspinta-ala
A_v	leikkauspinta-ala
a	maanpaineen nollakohdan etäisyys kaivannon pohjalle
B	kaivannon leveys
$B_{p,Rd}$	ankkuroinnin pää ja aluslevyn leikkauskestävyys
b	aktiivipaineen resultanttivoima etäisyys kiertokeskukseen
c	kalliotappien etäisyys toisistaan
d	paalun sivumitta, ponttiseinän kärjen etäisyys kalliosta
D	tukiseinän kärjen etäisyys kaivannon pohjalle
d_m	mutterin sisähalkaisijan tai ankkurin pää halkaisijan mitta
E	etäisyys ratapölkyn päästä tukiseinään
F	täryjuntan keskipakovoima, kokonaisvarmuus
$F_{lask}, F_{t,Rd}$	mitoitettava ankkurivoima
F_0	kärkivastus
F_d	laskennallinen kokonaisvarmuus
$F_{tg,Rd}$	ankkuritangon vetokestävyyden mitoitusarvo
$F_{tt,Rd}$	vaijeriankkurin vetokestävyyden mitoitusarvo
f_d	huomioi maapohjan murtumisen tukiseinän kärjen tasossa
f_{ua}	ankkuriteräksen myötöraja
f_y	myötölujuus
f_{yd}	mitoitettava ominaislujuus
f_{yk}	kalliotapin ominaislujuus
G	terasprofiilin massa
H	kaivannon syvyys
H_a	tukiseinän osan korkeus, johon aktiivipaine kohdistuu
H_p	tukiseinän osan korkeus, johon passiivipaine kohdistuu
H_s	kaivannon pohjan etäisyys hyvin vettä johtavan kerroksen yläpintaan
h_w	kaivannossa olevan vedenpinnan ja tukiseinän ulkopuolella olevan vedenpinnan korkeusero
k	vedenläpäisevyyskerroin
L	tukiseinän kärjen etäisyys hyvin vettä johtavan kerroksen yläpintaan
M	momentti
M_a	aktiivipaineen momentti
$M_{c,Rd}$	poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo
M_{max}	taivutusmomentin maksimiarvo
M_{mit}	mitoitettava momentti
M_p	passiivipaineen momentti
M_{sd}	taivutusmomentin mitoitusarvo
N_{20}	heijarikairauksen arvo
N_d	kantavuuskerroin
N_{sd}	kalliotapille tuleva kuormitus
p	pintakuorma
P_a	aktiivipaineen resultanttivoima
P_p	passiivipaineen resultanttivoima
P_0	akselipaino

P_2	nauhakuorma
p_t	kerroksittain tehdyn tiivistyksen aiheuttama maanpaine
q	vaakakuorma pontin kärjen tasossa
q_m	kantavuuden laskenta-arvo
R_c	kiertokeskuksessa vaikuttava sijaisvoima
s_a	seinän ja maan välissä vaikuttava adheesio
T	tukivoima
t	redusoitu tuen leveys, teräsponttiprofiilin upotussyvyys, maanpaineen nollakohdan etäisyys ponttiseinän upotussyvyYTEEN
t_p	aluslevyn paksuus
u	huokosvedenpaine
$V_{pl.Rd}$	plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{Sd}	leikkausvoiman mitoitusarvo
W, W_1	maaelementin paino, lamellin paino, taivutusvastus
W_{el}	kimmoinen taivutusvastus
W_{eff}	tehollinen taivutusvastus
W_{pl}	plastisoituneen poikkileikkauksen taivutusvastus
Y	dynaaminen poikittainen pyöräkuorma
α	kuormittavan junakaluston varmuuskerroin
ΔP	resultanttivoima
ϕ	kitkakulman arvo
ϕ_2, ϕ_3	dynaamisuuskertoimia radan kunnossapitotason mukaan
γ	tilavuuspaino
γ_c	koheesion varmuuskerroin
γ_{g1}, γ_{g2}	mitoitettavan kuorman osavarmuuskertoimia
γ_m, γ_n	varmuuskertoimia
γ_q	kuorman osavarmuuskerroin
γ_s	teräksen osavarmuuskerroin
γ'	tehokas tilavuuspaino
γ_{MO}, γ_{M1}	materiaalin osavarmuuskertoimia
γ_{MB}	varmuuskerroin
γ_ϕ	kitkakulman osavarmuuskerroin
γ_w	veden tilavuuspaino
η	taipuman varmuuskerroin
ρ	tukiseinän ja maan välinen kitkakulman arvo
σ	kokonaisjännitys
σ'	tehokas jännitys
σ_0'	pystysuora maanpaine kiertokeskuksen tasossa aktiivipuolella
σ_{murto}	murtojännitys
σ_{sall}	sallittu jännitys
$\sum Y_{(2m)}$	suurin poikittaissuuntainen voima, joka kohdistuu raiteeseen kahden metrin matkalla
τ_{fu}	leikkauslujuus
ATU	aukean tilan ulottuma
Baliisi	junan kulunvalvonnalla (JKV) varustetun rataosan rataalaite, joka välittää kulunvalvonnan tarvitsemaa tietoa veturiin
Jk-raide	jatkuvakiskoraide

Kv	korkeusviiva
Lk-raide	lyhytkiskoraide
MW	keskimääräinen pohjavedenpinta
NW	alin pohjavedenpinta
Pk-raide	pitkäkiskoraide
RAMO	Ratatekniset määräykset ja ohjeet
RHK	Ratahallintokeskus
RMYTL	Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset
RSO	Rautatiesiltojen suunnitteluohjeet
Termiittijatkoshitsaus	jatkoshitsaus, jota käytetään eniten raiteissa ja vaihteissa olevien jatkosten hitsaukseen.
Upotussyvyys	etäisyys maanpinnalta upotetun ponttiprofiilin kärkeen.
VRR	Oy VR-Rata Ab

1 JOHDANTO

1.1 Tausta

Tuettu kaivanto on aina vaativa tai erittäin vaativa pohjarakenne, jonka toteuttaminen turvallisesti, taloudellisesti ja toimivasti edellyttää asiantuntevaa suunnittelua, rakentamista ja valvontaa. Liikennöidyn rautatien läheisyyteen rakennetun kaivannon sortuessa vauriot ovat aina suuria, koska kaivannon sortuminen tai kaivannon aiheuttama radan painuminen voi johtaa junan suistumiseen. Junan suistuessa kaivantoon raidetta ja raideliikennekalustoa romuttuu korjauskelvottomaksi kymmenien miljoonien markkojen arvosta ja pahimmassa tapauksessa onnettomuudessa voidaan menettää ihmishenkiä. Junaliikenteestä vastaavien organisaatioiden tavoitteena on ennalta ehkäistä kaikki kuolemantapaukset. Tämän tavoitteen saavuttamiseksi myöskään ratakaivannot eivät saa suistaa junia raiteelta. Suomessa ratakaivannot ovat aiheuttaneet vaaratilanteita, mutta eivät ole vielä suistaneet junia raiteelta.

Kaivannon suunnittelu aloitetaan lähtötietojen hankkimisella sekä pohja- ja pohjavesisuhteiden selvittämisellä. Suunnittelija laatii pohjatutkimusohjelman, jonka avulla saadaan tarvittavat lähtötiedot hyvälle suunnitelmalle. Suunnittelija vastaa käyttämistään lähtötiedoista ja suunnittelee toteuttamiskelpoisen kaivannon. Rakennuttaja tarkastaa ja hyväksyy suunnitelman ennen kaivannon rakentamista. Ratahallintokeskus (RHK), joka vastaa rataverkon ylläpitämisestä ja kehittämisestä sekä rautatieliikenteen turvallisuudesta ja muista radanpitoon liittyvistä viranomaistehtävistä, on tähän asti valtuuttanut Oy VR-Rata Ab:n (VRR) georyhmän tarkastamaan ratakaivantosuunnitelmat. Kaivantosuunnitelma koostuu mitoituslaskelmista, jotka sisältävät lähtötietojen valinnat, laskentaselostuksen, tulokset ja johtopäätökset sekä työselityksestä ja siihen liittyvistä piirustuksista. Käytännössä eri suunnittelijoiden suunnitelmat vaihtelevat esitysmuodoltaan ja ovat monesti vaikeaselkoisia. Suunnitelman tarkastaja joutuu usein korjauttamaan suunnitelmia, koska niiden rakenteet ovat toteuttamiskelvottomia. Suunnittelijoilla on eniten ongelmia oikeiden mitoittavien maaparametrien määrittämisessä, ponttien lyöntitilanteen mitoituksessa, tukien mitoituksessa, melun ja värinän arvioinnissa, värinän aiheuttaman maanpaineen arvioinnissa, pysty- ja kokonaisstabiiliteettilaskelmissa ja kaivantoprojektin työvaiheistuksessa. Kaivannon rakentaminen aloitetaan korjatun ja hyväksytyn suunnitelman perusteella.

Todelliset pohja- ja pohjavesisuhteet, joita verrataan suunnitelman mukaisiin, nähdään vasta rakennusvaiheessa. Jos ne ovat erilaiset kuin mitoituksessa käytetyt, poikkeamista ilmoitetaan suunnittelijalle, joka suunnittelee muutokset tukirakenteisiin. Muutettu kaivantosuunnitelma tarkastetaan ja hyväksytään ennen muutettujen rakenteiden rakentamista.

Rakennetun kaivannon tulee toimia ja käyttäytyä suunnitellulla tavalla. Tämä edellyttää raiteen ja tukiseinän seuranta ja kunnossapitoa. Tuetussa kaivannossa on seurattava erityisesti pohjavesisuhteita, tukiseinän liikkeitä, raiteen geometriamuutoksia ja tukiseinän rakenneliitoksia. Suunnittelija esittää yksityiskohtaisemmin seurattavat asiat kaivantosuunnitelman työselitykseen liittyvässä tarkkailusuunnitelmassa. Kaivannon seuranta ja kunnossapito on jatkettava tukirakenteiden poistamiseen ja kaivannon täyttämiseen saakka.

1.2 Työn tavoitteet

Tässä tutkimuksessa selvitetään rautatieympäristöstä aiheutuvia vaatimuksia ja ongelmia ratakaivantoja suunniteltaessa, rakennettaessa ja kunnossapidettäessä. Työssä käsitellään tavanomaisia ratakaivantoja, joita ovat tukemattomat ja yhdeltä tasolta tuetut teräsponttiseinät. Vähemmän käytettyjen settiseinien esittely jää pienemmälle tarkastelulle. Työssä ei käsitellä siltapaikkojen korkeita tukiseiniä eikä pitkäaikaisia tukiseiniä, jotka mahdollisesti jäävät pysyviksi rakenteiksi. Työ käsittelee kuitenkin soveltuvien osien korkeita ja pysyviä tukiseiniä. Tarkastelussa keskitytään työnaikaisten tuettujen ratakaivantojen nykyiseen suunnittelu- ja rakentamiskäytäntöön Suomessa ja sitä verrataan kirjallisuuden puitteissa Saksan, Norjan ja Ruotsin käytäntöön. Mitoituksessa tarkastellaan kahta erilaista ratakaivantokohdetta kahdella erilaisella laskentakuormalla. Lisäksi tarkastellaan myös ratakaivantosuunnittelussa esiintyviä ongelmia ja esitetään ehdotuksia kaivantosuunnitelman esittämisestä. Kaivantosuunnitelmien tulisi olla esitysmuodoltaan yhdenmukaisia. Lisäksi niissä pitäisi olla tarvittavat tiedot mitoituslaskelmien rakenteen toteuttamiselle. RHK:n kunnossapitoyksikön vastuu-alueena on radan ja sen laitteiden normit. Kunnossapitoyksikkö harkitsee tämän tutkimuksen perusteella, onko ratakaivantoja koskevien julkaisujen laadinta tarpeellista. Mahdollisia julkaisuja olisivat ratakaivantoja käsittelevä osa Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset (RMYTL)-julkaisusarjassa ja rautatiehen liittyvien tukiseinärakenteiden suunnitteluohje.

1.3 Työn suoritus

Suomessa rakennuskaivantoja rakennettaessa on noudatettava valtioneuvoston päätöstä Rakennustyön turvallisuusmääräykset VNp 271/94. Lisäksi hyvä rakennustapa edellyttää, että noudatetaan Rakennuskaivanto-ohjetta RIL 181-1989 /27/ sekä ratakaivannoissa VRR georyhmän julkaisuja Tuettujen kaivantojen suunnittelu /34/, rakentamisen valvonta /33/ ja rakentaminen /32/ rautatiealueiden kaivantotöissä, joihin tämä työ perustuu osaltaan.

Tutkimus aloitetaan yleisestä turvallisuudesta ja edetään rakentamisprosessin mukaisessa järjestyksessä eli lähtötietojen hankkimisesta aina tukiseinän poistamiseen. Turvallisuutta koskevassa osuudessa käsitellään pääpiirteittäin yleinen kaivanto- ja rata-turvallisuus. Kaivannon suunnittelua koskevassa osuudessa esitetään suunnittelun kulku ja määritetään tuettavan ja luiskattavan kaivannon valintakriteerit ratakaivannoissa. Kaivannon suunnittelun lähtötietoja käsittelevässä osassa painotutaan radan läheisyyden aiheuttamiin erityispiirteisiin lähtötietojen hankkimisessa. Tukiseinätyypeistä käsitellään ainoastaan eniten käytettyjä tukiseiniä eli tukemattomia ja yhdeltä tasolta tuettuja teräsponttiseiniä sekä settiseiniä, joita rakennetaan erittäin vähän suurten rakentamiskustannuksien takia. Kuormien osalta paneudutaan raideliikenteen aiheuttamiin kuormituksiin, joita tarkastellaan myös ulkomaalaisten lähdeostosten avulla. Kuormituksia käsittelevässä osassa tarkastellaan myös tärinää ja dynaamista kuormitusta. Mitoitusta käsittelevässä osuudessa käydään lävitse tavallisimpien tukiseinätyyppien mitoittaminen. Mitoituksessa ei perehdytä mitoitusmenetelmien yleisiin periaatteisiin vaan tarkastellaan erityisesti mitoittavia tilanteita rataympäristön kannalta. Kaivantosuunnitelman sisältöä koskevassa osassa käsitellään suunnitelmissa esitettävät asiat, jotta kaivantosuunnitelmat olisivat sisällöltään aikaisempaa yhdenmukaisempia ja helppolukuisempia. Tukiseinän rakentamisen valvontaa käsittelevässä osuudessa

esitetään, miten tukiseinän rakentamiseen ja raiteen kunnossapitoon liittyvät näkökohdat otetaan huomioon ja dokumentoidaan.

Käytettävä sanasto ja termistö on pyritty yhdenmukaistamaan Rautatiesiltojen suunnitteluohjeissa (RSO) /19/, RMYTL:ssä /18/, Rakennuskaivanto-ohjeessa /27/, Ratateknisistä määräyksissä ja ohjeissa (RAMO) /16/ ja alan muussa kirjallisuudessa käytetyn terminologian kanssa.

2 KAIVANNON SUUNNITTELU

2.1 Kaivantojen turvallisuus

2.1.1 Kaivutöiden turvallisuus

Suomessa räjäytys-, louhinta- ja kaivutöissä noudatetaan valtioneuvoston päätöstä Rakennustyön turvallisuusmääräykset VNp 271/94, jossa annetaan määräyksiä kaivantojen suunnittelusta, rakentamisesta, turvallisuudesta ja vastuista.

Kaivutyö käsittää maamassojen irrotuksen, tukemisen, kaivun, kuormauksen ja siirron rakennusalueella, väliarastoinnin ja kuljetuksen ja muut maankaivuun liittyvät työt.

Kaivannot jaetaan helppoihin, vaativiin ja hyvin vaativiin kaivantoihin taulukon 2.1 mukaisesti. Helppoja kaivantoja ovat ne kaivannot, jotka eivät kuulu vaativiin tai hyvin vaativiin kaivantoihin. Ratakaivannot kuuluvat lähes poikkeuksetta hyvin vaativiin kaivantoihin, koska niihin kohdistuu raideliikenteen aiheuttamaa tärinää. Ratakaivanto voi olla vaativa kaivanto taulukon 2.1 kriteerien mukaisesti, jos raideliikenne on estetty raidevarauksella vieressä olevalta raiteelta.

Taulukko 2.1. Kaivantojen jako vaativiin ja hyvin vaativiin /13/

Vaativa kaivanto	Hyvin vaativa kaivanto
<ul style="list-style-type: none"> – sijoittuu hienorakeisten tai eloperäisten maalajien alueelle, yli 2 m syvä – sijoittuu karkearakeisten tai moreenimaalajien alueelle, yli 5 m syvä – sijaitsee naapurirakennuksen vieressä – ulottuu pohjaveden pinnan alapuolelle tai – ulottuu yli 2 m syvän maakerroksen läpi kallioon 	<ul style="list-style-type: none"> – sijoittuu hienorakeisten tai eloperäisten maalajien alueelle, yli 5 m syvä – kaivanto ulottuu pohjavedenpinnan alapuolelle alueella, jossa pinnan aleneminen voi aiheuttaa ympäristöriskejä – ulottuu naapurirakennusten perustusten alapuolelle – ulottuu yli 5 m syvän maakerroksen läpi kallioon – kaivantoon kohdistuu tärinää – tukiseinän alapää jää hienorakeiseen tai eloperäiseen maakerrokseen – kaivannon tuenta on ankkuroitu viereisen rakennuksen perustusten alapuolella tai – rakentamisessa käytetään uutta menetelmää

2.1.2 Työ- ja liikenneturvallisuus

Junaliikenteen turvallisuus samoin kuin rautatiealueella työskentelevien henkilöiden ja koneiden turvallisuus edellyttää sähkö-, rata- ja junaturvallisuusohjeiden tuntemusta ja niiden noudattamista.

Rautatieympäristössä rakennettaessa jokaisen työvaiheen vastaavan henkilön on pohdittava onnettomuuksien mahdollisuus, suuruus, vaikutus ja hallinta, minkä tuloksena syntyy riskianalyysi.

Tuetut ratakaivannot mahdollistavat onnettomuuden, jossa raiteen painuminen kaivannon aiheuttaman maanpinnan painuman tai kaivannon sortuman takia suistaa

raideliikennekaluston pois kiskoilta. Tällöin onnettomuuskustannukset nousevat kymmeniin miljooniin markkoihin, sillä pelkästään matkustajajunan arvo on noin 50 miljoonaa markkaa. Taulukossa 2.2 on esitetty muiden onnettomuuskustannusten suuruusluokkia.

Taulukko 2.2. Onnettomuuskustannusten suuruusluokkia

Kustannustekijä	Arvo
Matkustajajuna	≈ 50 milj. mk / kpl
Ihmishenki	≈ 10 milj. mk / henkilö
Henkilön vammautuminen	> 10 milj.mmk / henkilö
Vaihde	≈ 1 milj. mk/ kpl
Kuitukaapelin liittäminen	> 50 000 mk / kpl
Ajolangan liittäminen	> 25 000 mk / kpl
Sähköveturin virroittimen korjaus	> 20 000 mk / kpl
Raideliikenteen viivyttäminen	≈ 15 000 mk /alkava 15 min
Raide	2 000 – 4 000 mk / m
Tukiseinä	6 000 mk / m
Baliisi	14 000 mk / kpl
Raiteen tukeminen	30 - 90 mk / m
Jännitekatko	2 500 mk / kpl
Termiittijatkoshitsi	2 000 mk / kpl
Raidenosturi	≈ 900 mk / h

Taulukko 2.2 osoittaa selvästi, että pienemmistäkin onnettomuuksista aiheutuvat vahingot nousevat kustannuksiltaan helposti moninkertaisiksi rakentamiskustannusten säästöihin verrattuna. Lisäksi kustannuksia aiheutuu junien myöhästymisistä, jos työvaiheistus epäonnistuu. Liian tiukkojen rakentamisaikataulujen suunnittelemista on siis vältettävä. Muutamien tuhansien markkojen säästäminen tiukalla aikataululla voi aiheuttaa kymmenien tuhansien markkojen kustannukset raideliikenteelle, sillä raide liikenteen myöhästyminen vilkkaalla rataosuudella heijastuu helposti suurelle osalle rataverkkoa.

Ratakaivantotyömaalla on aina turvattava junaliikenteen sujuvuus ja rakentajien työskentely. Sähköradoilla on lisäksi aina huomioitava jännitteellisten rakenteiden tuomat vaaratekijät. Suurimman vaaran aiheuttavat jännitteellinen ajojohdin, paluuvirtakisko ja paluujohdin. Työmaalla on myös huomioitava maadoittaminen. Maadoituksia ei saa omatoimisesti milloinkaan purkaa ja sähköä johtavat rakenteet ja koneet on aina maadoitettava ohjeiden mukaisesti.

Kaivu on kielletty ratakaivannon läheisyydessä sijaitsevien sähköratapylväsperustusten läheltä ilman pylvään vakavuustarkastelua. Kiristyspainoilla ja haruksilla varustettuja perustuksia on erityisesti varottava, jotta sähköpylväs ei kaadu ja samalla pudota sähköjohtoja maahan. Pelkästään pylvään kallistuminen voi aiheuttaa useampien tuhansien markkojen kustannukset tarkastustoimien takia. Pahimmassa tapauksessa ajolangan väärä sijainti tai siinä oleva vaurio voi aiheuttaa junien virroittimien vaurioitumisen.

Jos ajojohdin putoaa alas raiteelle, myös mahdolliset kiskovauriot on tarkastettava, sillä jännitteellinen ajojohdin voi vaurioittaa raide-eristysä ja polttaa kiskoon vaurioita,

jotka liikenteen alla saattavat aiheuttaa kiskon katkeamisen. Myös muut tukiseinän rakentamisen yhteydessä kiskoihin aiheutuneet kolhut on aina tarkistettava, sillä usein pelkkä vauriokohdan hionta riittää kiskon katkeamisen estämiseen.

Jatkuvakiskoraiteen vakavuuteen vaikuttavia töitä tehtäessä on käytettävä vaadittavan päällysrakenne- ja hitsauspätevyyden omaavaa työnjohtoa ja hitsaushenkilökuntaa. Vakavuuteen vaikuttavia töitä ovat esimerkiksi kiskonkatkaisu, raiteen geometrian muutos, tukikerroksessa raidetta paikoillaan pitävän sepelin poistaminen ratapölkyn päästä ja raiteen ankkurointi. Jatkuvakiskoraiteella on myös huolehdittava raidevirtapiireistä, jotta välttyttäisiin sähkövirran vaaroilta ja turvalaitteet toimisivat.

Rautatiealueella sijaitsee monenlaisia kaapeleita, joita on varottava kaivutöissä. Erityisesti turvalaitekaapeli- ja kuitukaapelivauriot aiheuttavat suuria kustannuksia. Kuitukaapeli on merkittävä työmaalla siten, että kaikki alueella työskentelevät tietävät siitä ja käsittelevät sitä oikealla tavalla.

2.2 Suunnittelun yleinen kulku

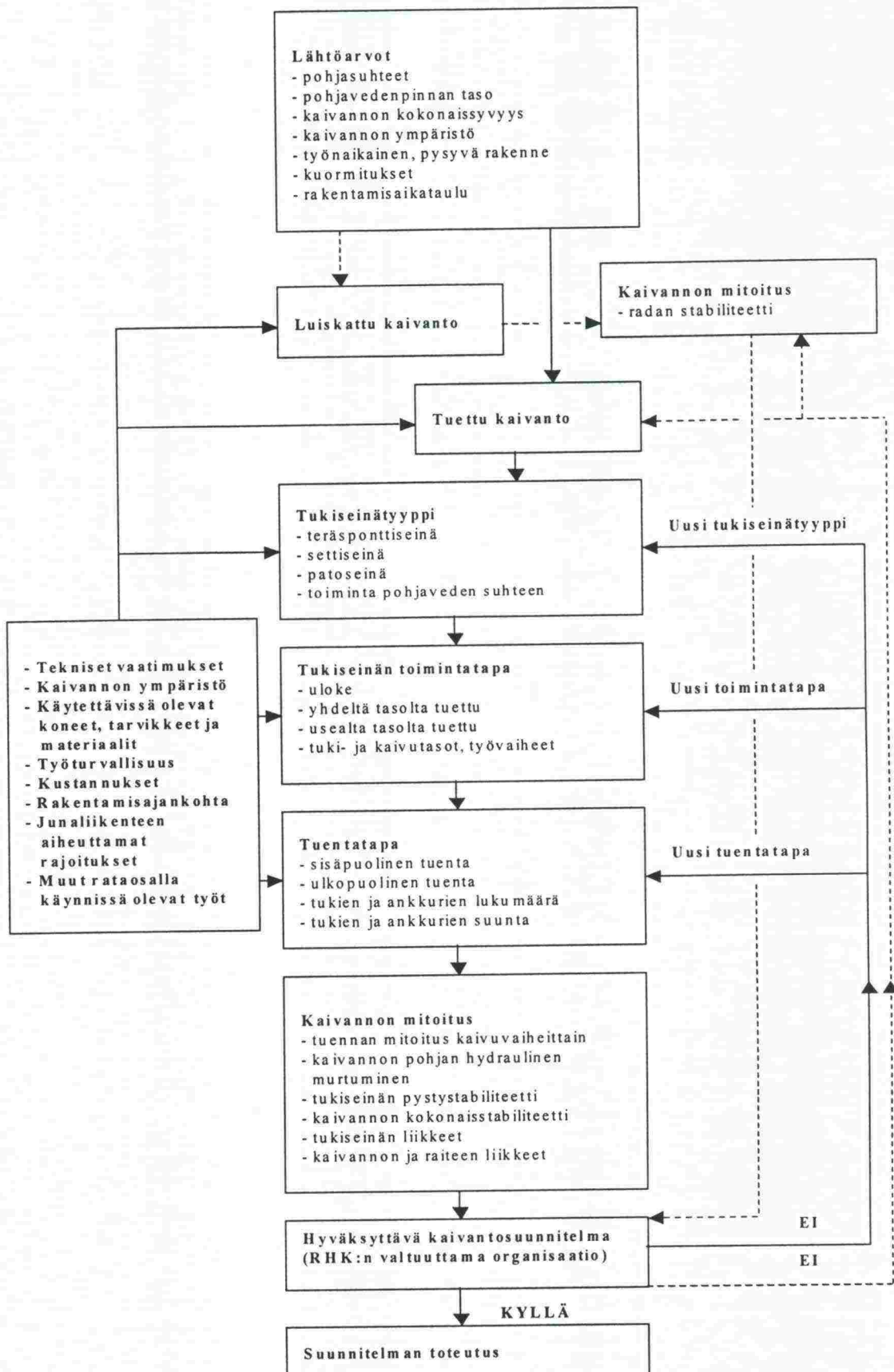
Ratakaivannon suunnittelu on osa kohteen rakentamissuunnittelua. Suunnittelussa on otettava huomioon rataympäristön asettamat vaatimukset ja ohjeissa, standardeissa ja muissa määräyksissä annetut yleiset vaatimukset kaivannon geoteknisestä mitoituksesta ja oikeista työtapoista. Kaivannon suunnittelu on aina tehtävä tiiviissä yhteistyössä rakennuskohteen muun suunnittelun kanssa. /27/

Kaivannon pohjarakennussuunnittelu sisältää kaivannon luiskien ja muiden maa-rakenteiden geoteknisen mitoituksen sekä tukirakenteen geoteknisen ja rakenteellisen mitoituksen. Kuvassa 2.1 on esitetty ratakaivannon suunnittelun yleinen kulku. /27/

Vaativissa ja hyvin vaativissa kohteissa, joita ratakaivannot ovat, geotekninen suunnittelija tekee pohjarakennussuunnitelman. Vaativissa kohteissa suunnittelijalla tulee olla yliopisto- tai opistotasoinen rakennusinsinöörin koulutus. Hyvin vaativissa kohteissa suunnittelijalla tulee olla yliopistotasoiset tiedot pohjarakennuksessa tai opistotutkinto ja runsaasti aikaisempaa geoteknistä suunnittelukokemusta. Lisäksi rakentamiskokemus on eduksi suunnittelijoille. /27/

Vastuullisen tuentasuunnittelijan on vastattava koko kaivantosuunnitelman laadinnasta. Kaivannon tukiseinän suunnittelu on optimointitehtävä, jossa suunnittelijan on valittava mahdollisimman taloudellinen, teknisesti toimiva tukiseinätyyppi ja tuentatapa turvallisuusnäkökohtia unohtamatta. /27/

Kaivantosuunnitelma toimitetaan rakennuttajalle tarkastettavaksi ja hyväksyttäväksi ennen työn aloitusta. Ratakaivannoissa suunnitelmat on toimitettava RHK:n valtuuttamalle organisaatiolle tarkistettavaksi ja hyväksyttäväksi ennen töiden aloittamista. Tähän mennessä kaivutyösuunnitelman tarkastava ja hyväksyvä organisaatio on ollut VRR:n georyhmä.



Kuva 2.1. Ratakaivannon suunnittelun yleinen kulku

2.3 Kaivannon suunnittelun lähtötiedot

2.3.1 Rata

Kaivantosuunnittelu alkaa kohteessa aikaisemmin tehtyjen pohjatutkimusten ja lähtötietojen hankkimisella sekä tarvittaessa tietojen täydentämisellä lisätutkimuksin.

Tällaisia kaivantosuunnitteluun liittyviä asiakirjoja ja tietoja ovat seuraavat:

- liikennekatkojen ja jännitekatkojen käyttömahdollisuudet
- kaivantoon tulevien rakenteiden piirustukset
- raidegeometriatiedot (pituus- ja poikkileikkaukset)
- raiteistojärjestelyjen vaihesuunnitelmat
- apusiltojen asennussuunnitelmat
- muut rataosalla käynnissä olevat työt
- perustuskortit sähkörataperustuksista
- kaapeli- ja johtokartat.

Kaivantosuunnittelija vastaa käyttämistään tiedoista ja suunnittelee tarvittavat täydennystutkimukset.

2.3.2 Maaperä

Pohjatutkimukset

Kaivannon geotekninen suunnittelu edellyttää aina pohjatutkimuksiin perustuvia lähtötietoja. Pohjatutkimukset tehdään paikallisten olosuhteiden asettamien vaatimusten mukaisesti. Kaivantosuunnittelija laatii pohjatutkimusohjelman, jonka sisältämät tutkimukset ovat sitä seikkaperäisempiä, mitä vaihtelevampia ovat pohjasuhteet, mitä syvempi on kaivanto ja mitä suurempia vahinkoja kaivannon läheisyydessä tapahtuvat siirtymät tai kaivannon mahdollinen sortuminen saattavat aiheuttaa. Ratakaivannossa tutkimusten laajuuteen vaikuttavat myös raiteen etäisyys kaivannosta ja raideliikenteen nopeus.

Pohjatutkimusohjelmaa laadittaessa hankitaan:

- vanhat maa- ja pohjarakennussuunnitelmat ja –piirustukset
- aikaisemmin tehdyt pohjatutkimukset
- pohjaveden seurantamittaukset.

Pohjatutkimusten avulla selvitetään seuraavat asiat:

- Maakerrokset kaivannon ja ankkuroinnin alueella sekä niiden tiiviys, kivisyys ja lohkaraisuus. Maalajit ja kerrosrajat varmistetaan ottamalla riittävästi maanäytteitä.
- Kovan pohjan sijainti ja kallion sijainti kaivannon ulottuessa kallioon tai kallio-ankkureita käytettäessä.
- Hienorakeisten ja eloperäisten maakerrosten suljettu leikkauslujuus siipikairalla suoraan maakerroksissa.
- Muut maakerrosten geotekniset mitoitusarvot ”in situ”-kokein ja laboratoriossa riittävästä määrästä häiriintyneitä tai häiriintymättömiä maanäytteitä.
- Pohjavedenpinta vaihtelurajoineen.
- Vanhojen maa- ja pohjarakenteiden sijainti.

Ennen maastossa tehtävää pohjatutkimusta on selvitettävä kaivannon vaikutusalueella sijaitsevat:

- sähköistyspylväiden, opastimien ym. sijainti ja perustamistapa
- olemassa olevat kaapelit, putket ja ilmajohdot
- ajolankojen risteily.

Putkijohtojen ja kaapeleiden näyttö maastossa on pyydettyä asianomaiselta laitokselta ennen pohjatutkimusten tekemistä. Kriittisissä kohdissa johdot ja kaapelit pitää kaivaa esiin.

Rakennusalueelta selvitetään myös aiemmin puretut rakennukset tai rakenteet, joiden perustukset on mahdollisesti jätetty purkamatta sekä alueella aiemmin tehdyt kaivut ja täytöt.

Kairaukset, näytteenotot ja laboratoriokeet

Kovan pohjan sijainti ja maakerrosrajat sekä maan tiiviys määritetään alustavasti kairauksen perusteella. Käytettäviä kairausmenetelmiä ovat paino-, siipi- ja heijari-kairaus. Kairauspisteiden välinen etäisyys tulee olla 5–30 metriä riippuen paikallisista olosuhteista. Lisäksi kairauksia tehdään ankkurointikohdista. Kaivannon tukiseinän tunkeutumismenon ja -syvyyden arviointia varten tehdään rakennettavan tukiseinän kohdalta heijarikairauksia sekä varmistetaan kallion pinta porakonekairauksin, jos tukiseinä suunnitellaan kallioon ulottuvaksi. Porakonekairauksella pystytään myös varmistamaan, että tukiseinän kohdalla ei ole haudattuna vanhoja ratapölkkyjä ja muita rakenteita, jotka hidastavat tai estävät tukiseinän rakentamista. Tämä kuitenkin edellyttää kairauspisteiden välien tihentämistä pariin metriin.

Maakerrosrajat arvioidaan ensisijassa kairausvastuksen perusteella ja kerrosten maalajit ottamalla häiriintyneitä maanäytteitä. Häiriintyneet maanäytteet otetaan yleensä pienoismäntä- tai kierrekairalla. Otettaessa maanäytteitä syvemältä voidaan käyttää heijarikairan näytteenotinta. Häiriintyneistä maanäytteistä määritetään maan rakeisuus ja vesipitoisuus laboratoriokeilla. Näytesarjojen lukumäärä, ottopaikat ja ottosyvyys päätetään yleensä aikaisemmin tehtyjen kairauksen perusteella.

Kaivannon lyhytaikaista mitoitustilannetta varten määritetään hienorakeisten ja eloperäisten maakerrosten suljettu leikkauslujuus suoraan maakerroksessa siipikairauksilla. Maan suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää myös laboratoriossa häiriintymättömyyden maanäytteistä suljetulla kolmiaksiaali- tai kartiokokeella. Niitä käytetään kuitenkin harvoin ratakaivantokohteissa.

Mikäli on ennakoitavissa pysyvää pohjavedenpinnan alentumista kaivannon ympäristössä, on syytä tehdä ödometrikokeita häiriintymättömyyden maanäytteistä. Ödometrikokeilla saaduilla lähtötiedoilla pystytään tekemään tarpeelliset siirtymä- ja painumalaskelmat. Edellinen tilanne on harvinainen työnaikaisissa kaivannoissa.

Pohjaveden havainnointi

Pohjaveden havaintoputket sijoitetaan tulevan kaivannon läheisyyteen. Riittävällä määrällä havaintoputkia pystytään selvittämään pohjaveden korkeustasojen vaihtelut ja

virtaussuunta eri puolilla kaivantoa. Havaintoputket on syytä, mikäli mahdollista, sijoittaa tulevan kaivannon ulkopuolelle, jotta niistä voidaan tehdä tarkkailumittauksia myös kaivantotyön aikana. Tarkkailuputkien tukkeutuminen on estettävä kunnossapidolla, esimerkiksi vesihuhtelulla määrääjoin. Pohjavesihavainnot on hyvä aloittaa mahdollisimman aikaisin ennen kaivantotyön aloittamista, jotta pohjavedenpinnan vaihtelurajat voidaan selvittää kohtuullisella tarkkuudella.

Pohjaveden havaintoputkia asennetaan kaivannon koko vaikutusalueelle, jos kaivannon oletetaan aiheuttavan ympäristön pohjaveden alenemista ja kaivannon vaikutusalueella on rakenteita, jotka saattavat vaurioitua pohjaveden alenemisen aiheuttaman maan painumisen seurauksena. Havaintoputket asennetaan tällöin vaurioherkkien rakennusten tai rakenteiden läheisyyteen. Rakennettaessa kaivanto sora- tai hiekka-alueelle ja kaivun ulottuessa pohjavedenpinnan alapuolelle selvitetään, sijaitseeko kaivannon vaikutusalueella pohjavedenottoa ja miten kaivannon teko vaikuttaa pohjavedenottoon. Kaivannon vaikutusalueella tarkoitetaan sen alueen laajuutta, jossa pohjavedenpinta muuttuu kaivannon rakentamisen seurauksena. Kaivun ulottuessa pohjavedenpinnan alapuolelle karkearakeisessa maassa kaivannon vaikutusalueena voidaan pitää sitä pohjavesiallasta, jossa kaivanto sijaitsee.

Mikäli kaivannon alueella esiintyy sekä pohja- että orsivettä, määritetään niiden korkeustasot erikseen. Pohjaveden korkeuden havaitsemista koskevia ohjeita esitetään lähdeoteoksessa /22/.

2.3.3 Ympäristö

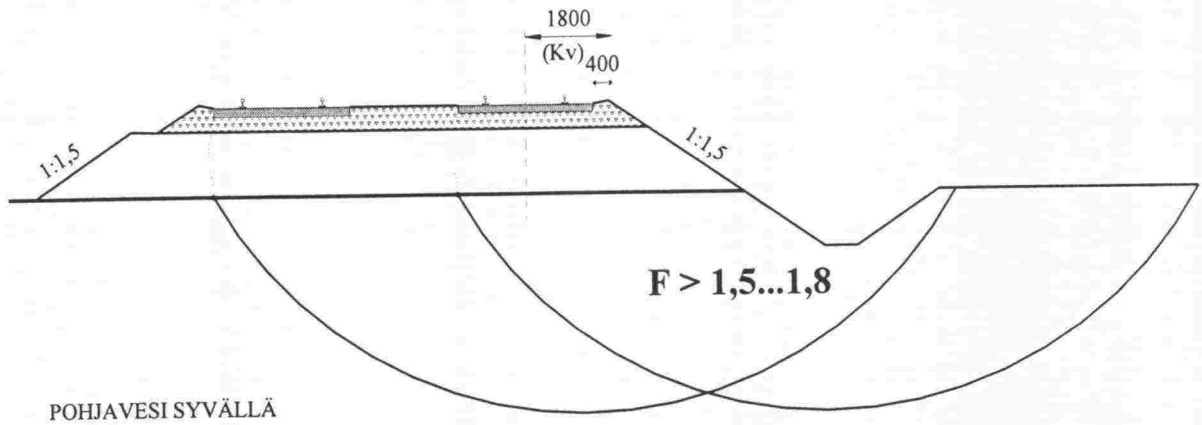
Pohjatutkimusten yhteydessä tehdään läheisten rakennusten ja rakenteiden kartoitus- ja vaaitustyöt. Erityisesti on selvitettävä painuma-alueella sijaitsevien rakennusten ja rakenteiden sijainti ja nykyinen kunto.

Jos kaivannon rakentamisesta aiheutuu tärinää ja kaivannon läheisyydessä on tärinäherkkiä rakennuksia tai rakenteita, on tällöin selvitettävä rakennusten ja rakenteiden sekä niiden sisällä olevien tärinäherkkien koneiden ja laitteiden tärinärajat ja tärinärajoissa pysymistä on seurattava mittauksin.

2.4 Kaivantotyypin valinta

2.4.1 Pohjasuhteet

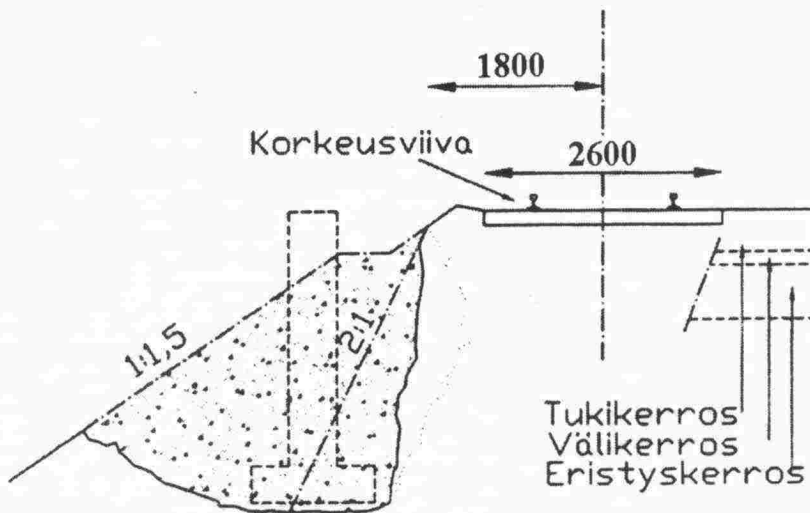
Moreenissa tai karkearakeisissa maalajeissa voidaan lyhytmittainen kaivanto rakentaa luiskaamalla Kv-tasolla 1,80 metrin päästä liikennöidyn raiteen keskeltä enintään kaltevuuteen 1:1,5 kuvan 2.2 mukaisesti. Vaihteissa on lisäksi aina jäätävä 400 mm tukikerrosta pölkyn päästä ennen luiskan alkamista. Tällöin kaivantoa ei saa ulottaa hienorakeisiin maakerroksiin eikä pohjavedenpinnan alapuolelle ilman radan stabiliteetin varmistamista. Hienorakeisella tai eloperäisellä maapohjalla olevan radan stabiliteetti on aina varmistettava tapauskohtaisesti. Lyhytmittaiseksi kaivannoksi luokitellaan muutaman metrin pituiset kaivannot, joita seurataan jatkuvasti ja pystytään tarvittaessa peittämään nopeasti käytössä olevalla työkalustolla.



Kuva 2.2. Luiskatun kaivannon minimiarvot, kun kyseessä on moreeni tai karkearakeinen maalaji ja pohjavesi sijaitsee syvällä /16/

Jos vakavuuslaskelmat osoittavat penkereen stabiliteetin riittävän suureksi, laajamittaiset ja 1:1,5 luiskaa jyrkemmät kaivannot voidaan rakentaa luiskaamalla raidevarauksen aikana, jos kaivanto täytetään saman varauksen aikana. Muutoin kaivannot on rakennettava tuettuina tai liikennekatkon aikana.

Pylväsperustuksia asennettaessa kaivanto voidaan kaivaa pystysuoraksi raiteen viereen, joka on liikennöimätön tai jossa ei muuten ole liikenteen aiheuttamaa tärinää, Kv-tasolla 1,8 metrin päähän raiteen keskeltä aina 2,5 metrin syvyyteen saakka. Keskitiiviissä sorassa kaivannon seinän kaltevuuden on kuitenkin oltava loivempi kuin 2:1 kuvan 2.3 mukaisesti. Kaivannossa ei saa työskennellä alueella, johon pystysuoran kaivannon seinämän sortuminen voi aiheuttaa maavyöryn. Turvallinen työskentelyetäisyys määritetään tapauskohtaisesti voimassa olevien työturvallisuusmääräysten ja ohjeiden perusteella. Kaivu on kuitenkin ehdottomasti lopetettava, jos luiska alkaa sortua raiteen alta. Näin voi erityisesti tapahtua, jos kaivussyvyys on suuri tai kaivu ulottuu pohjaveden alapuolelle.



Kuva 2.3. Maanvaraisen pylväsperustuksen luiskattu kaivanto

Ratapenkereiden vakavuuslaskennoissa tarkastellaan kahta mitoitustilannetta

- lyhytaikaista vakavuutta ja
- pitkäaikaista vakavuutta.

Kaivannon mitoitustilanne voidaan tulkita lyhytaikaiseksi, jos savikerrokseen tehtävä tuettu kaivanto on työnaikainen tai savikerrokseen tehtävä luiskattu kaivanto on avoimena enintään kuukauden. Silttikerrokseen tehdyn luiskatun tai tuetun kaivannon kaivun välivaiheet tulkitaan lyhytaikaisiksi /34/.

Silttikerrokseen sijoittuva luiskattu kaivanto on tulkittava aina pitkäaikaiseksi ja tuetun kaivannon lopullinen mitoitustilanne on tutkittava pitkäaikaisena /34/.

Lyhytaikaisella vakavuudella tarkoitetaan tilannetta rakennustöiden aikana tai välittömästi niiden jälkeen, ennen kuin maan huokosvedenpaine kaivun seurauksena on alkanut muuttua /27/. Laskelmat tehdään tällöin $\phi = 0$ -menetelmällä /27/. Pitkäaikaisella vakavuudella tarkoitetaan tilannetta sen jälkeen, kun rakennustöiden aiheuttama huokosvedenpaineen muutos maassa on täysin tapahtunut /27/. Pitkäaikaisen vakavuuden tarkasteluun käytetään $c-\phi$ -menetelmää /16/. Mitoittavaksi tilanteeksi valitaan se, joka antaa pienemmän varmuuden luiskun sortumista vastaan /27/. Vaadittu kokonaisvarmuusluku kaivannon liukusortumaa vastaan, kun mahdollisen sortuman vaikutusalueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita, on $F > 1,8$ /27/. Murtumistodennäköisyys on tällöin suuruusluokkaa 10^{-3} eli teoreettisesti yksi tuhannesta samanlaisesta kaivannosta sortuu /27/. Työnaikaisen kaivannon vaadittu kokonaisvarmuusluku sortumaa vastaan on $F > 1,5$, kun mahdollisen sortuman vaikutusalueella ei ole pysyviä rakenteita /27/. Murtumistodennäköisyys on tällöin suuruusluokkaa 10^{-2} eli teoreettisesti yksi sadasta samanlaisesta kaivannosta sortuu.

Raidetta ei voida suoranaisesti luokitella pysyväksi rakenteeksi, sillä raide voidaan korjata oikeaan geometriaan raiteen tukemisella suhteellisen helposti. Ratakaivannoissa

$F = 1,5$ tarkoittaa kuitenkin riskikustannukseksi noin 1 000 000 mk:n suuruusluokkaa jokaista ratakaivantoa kohden. Riski on liian suuri, jolloin mitoittaminen tulisi tehdä kokonaisvarmuuden ollessa $F > 1,8$. Tällöin riski laskisi hyväksyttävään suuruusluokkaan noin 100 000 mk:aan. Tällöin myös raiteissa ilmenneiden painumien aiheuttamat liikennehaitat vähenisivät. Kaikkia tukiseinän vaakasuuntaisia siirtymiä ei kuitenkaan pystytä estämään, sillä maanpaineen mobilisointi aiheuttaa aina liikkeitä.

Karkearakeisessa maassa huokosveden ylipaine häviää hyvän vedenläpäisevyyden ansiosta sitä mukaa kuin kaivutyöt edistyvät. Karkearakeisessa maassa vakavuuslaskelmat tehdään aina $c-\phi$ -menetelmällä.

Taulukossa 2.3 on esitetty luiskatun kaivannon vakavuuden laskentamenetelmät eri mitoitusilanteissa.

Taulukko 2.3. Luiskatun kaivannon vakavuuden laskentamenetelmät /27/

Maalaji	Lyhytaikainen vakavuus	Pitkäaikainen vakavuus
Moreenit	$c-\phi$ -menetelmä	$c-\phi$ -menetelmä
Sora, hiekka	$c-\phi$ -menetelmä, $c = 0$	$c-\phi$ -menetelmä, $c = 0$
Siltti	$c-\phi$ -menetelmä ¹⁾	$c-\phi$ -menetelmä
Savi ja lieju	$\phi = 0$ -menetelmä	$c-\phi$ -menetelmä

¹⁾ Hienolla siltillä joskus $\phi = 0$ -menetelmä ja karkealla siltillä joskus $c-\phi$ -menetelmä, jossa $c = 0$.

Luiskatun kaivannon suunnittelussa on tarvittaessa tarkasteltava myös muita mahdollisia sortumistapoja, joita voivat aiheuttaa hulevesien pintavalunta, pohjaveden virtaus tai aikaisemmat alueella tehdyt kaivut ja täytöt.

Mikäli luiskattua kaivantoa suunniteltaessa luiskan pysymiselle ei saavuteta riittävän suurta varmuutta, toimenpiteet luiskan stabiliteetin parantamiseksi on suunniteltava.

Luiskan stabiliteettia voidaan tilanteesta riippuen parantaa seuraavilla toimenpiteillä:

- luiskan kaltevuuden loiventaminen
- kevennysleikkaus luiskan yläosassa
- massanvaihto luiskan juuressa ja kaivannon pohjalla
- pohjaveden alentaminen ja luiskan ojittaminen
- maan stabiloiminen kaivannon ympäristössä, luiskassa tai kaivannon pohjalla
- erilaiset lujiterakenteet kuten esimerkiksi maan naulaus.

Mikäli esitetyille ratkaisuille ei ole tilaa, niillä ei voida parantaa luiskan stabiliteettia riittävästi tai niitä ei ole taloudellista tehdä, kaivanto suunnitellaan tuettuna.

2.4.2 Rautatieympäristö

Työnaikaisia ratakaivantoja joudutaan tyypillisimmin rakentamaan seuraavissa tapauksissa:

- Pylväsperustuksen asennuksen ja ratarumpujen rakentamisen yhteydessä, jolloin kaivanto rakennetaan tavallisimmin tukemattomana.

- Vanhan raiteen viereen rakennetaan uusi lisäraide, jolloin kaivanto joudutaan tukemaan.
- Useampiraiteisella rataosuudella siltojen peruskorjauksessa siirtymälaattojen asentamisen yhteydessä, jolloin kaivanto rakennetaan tavallisimmin tuettuna.
- Routaeristyslevyjen asentamisen yhteydessä välikerrokseen useampiraiteisella rataosuudella, jolloin kaivanto yleensä tuetaan.
- Sillanrakentamisen yhteydessä.

Kaivannot pyritään aina rakentamaan luiskattuina kaivantoina, sillä tuettu kaivanto on huomattavasti kalliimpi rakentaa kuin luiskattu. Tukiseinän rakentaminen pyritään suunnittelemaan siten, että rakentaminen vaatii jännitekatkoja ja häiritsee juna-liikennettä mahdollisimman vähän.

Myös liikennekatkon mahdollisuus vaikuttaa valintaan tuetun ja tukemattoman kaivannon välillä. Rakentaminen voidaan tehdä pitkässä liikennekatkossa, joista pisin on tavallisimmin mahdollista saada juhannuksena tai muuna juhlapyhänä. Useampien tuntien liikennekatkoja saadaan yleensä viikonloppuiksi. Liikennekatkojen mahdollisuuksista voi tiedustella aikataulusuunnittelijoilta. Myös tavarajunien aikataulujen siirtäminen on mahdollista. Henkilöjunien aikataulujen siirtäminen on kuitenkin lähes mahdotonta. Liikennekatkot on hyvä käyttää hyödyksi mahdollisimman tehokkaasti, eli samalla rataosuudella kannattaa tällöin tehdä myös muita liikennettä häiritseviä ratatöitä.

Kaivannon rakentaminen tehdään tavallisimmin vaiheittain raidevarauksien aikana. Suunnitteluvaiheessa on selvitettävä mahdollisuus saada raidevarauksia normaalissa junaliikenteessä, jolloin kaivannon rakentamisen voi alustavasti työvaiheistaa. Kaikki yli puolen tunnin pituiset raidevarausmahdollisuudet kannattaa huomioida työvaihe-suunnittelussa. Tukiseinän kokonaisrakentamisaikataulu kannattaa pyrkiä tekemään mahdollisimman lyhyeksi, sillä rakentaminen sitoo erikoisresursseja ja samalla juna-liikennettä häiritään vähemmän.

Kaivannon kohdalle ei ole käytännössä mahdollista asettaa painorajoitusta rakentamisen ajaksi, mutta junaliikenteen nopeutta voidaan rajoittaa. Kaivannon kohdalla nopeus-rajoitus on tavallisesti ≤ 80 km/h. Tarkkailumittauksien avulla pystytään seuraamaan kaivannon aiheuttamia painumia ja siirtymiä, sillä hyvin suunnitellun ja rakennetun tukiseinän yläpään liikkeet ovat 20–30 mm. Kaivannon rakentamisen edetessä nopeusrajoitusta voitaisiin tarkkailumittausten perusteella tarvittaessa laskea kaivannon kohdalla 80 km:stä/h 50 km:iin/h ja 50 km:stä/h 30 km:iin/h. Nopeusrajoitus on kuitenkin pyrittävä nostamaan mahdollisimman nopeasti vaiheittain takaisin maksimi-nopeusrajoitukseen 80 km:iin/h.

Kaivantorakenteita ei saa jäädä liikennöidyllä rataosuudella aukean tilan ulottuman (ATU) sisälle. ATUn raja-arvoina voidaan käyttää ratapihan arvoja RHK:n luvalla. Usein vaaka-ankkurit sijoitetaan päällysrakennekerrokseen, jolloin niiden toimintaa on helppo seurata, mutta tällöin työnaikainen raiteentuenta tukemiskoneella ei ole mahdollista ankkurien kohdalla, vaan kohdat joudutaan tukemaan käsikalustolla. Toinen vaihtoehto on sijoittaa vaaka-ankkurit välikerroksen alle, jolloin työnaikainen raiteentuenta voidaan tehdä tukemiskoneella.

2.4.3 Työmaajärjestelyt

Kaivantotyömaalle on pääsääntöisesti suunniteltava raskaan maansiirtoliikenteen salliva ajotie. Poikkeustapauksessa kaivu- ja louhintamassojen kuljetus voidaan järjestää muulla tavoin, mutta tämä tapa on aina ennen kaivantotyötä suunniteltava kaivannon pohjarakennussuunnitteluun liittyen. Jos kaivannon reunalle sijoitetaan ajoteitä, varasto-alueita, työmaakoppeja tai muita kuormittavia tekijöitä, niiden aiheuttamat kuormitukset on otettava huomioon kaivannon mitoituksessa. Samoin on otettava huomioon kaivannon reunalla liikkuvista rakennuskoneista aiheutuvat kuormitukset. Normaalisti mitoituksessa otetaan pintakuormaksi 10 kPa, joka kattaa tavalliset rakennusmateriaalit ja varastorakennukset. Jos alueelle kuitenkin suunnitellaan varastoitavaksi raskaampia materiaaleja kuten sähkörataperustuksia, betoniratapölkkyjä tai teräsbetonipaaluja, niiden kuormitusvaikutus on otettava huomioon mitoituksessa erikseen. /27/

2.4.4 Kaivantoon tulevat rakenteet ja kaivannon tilantarve

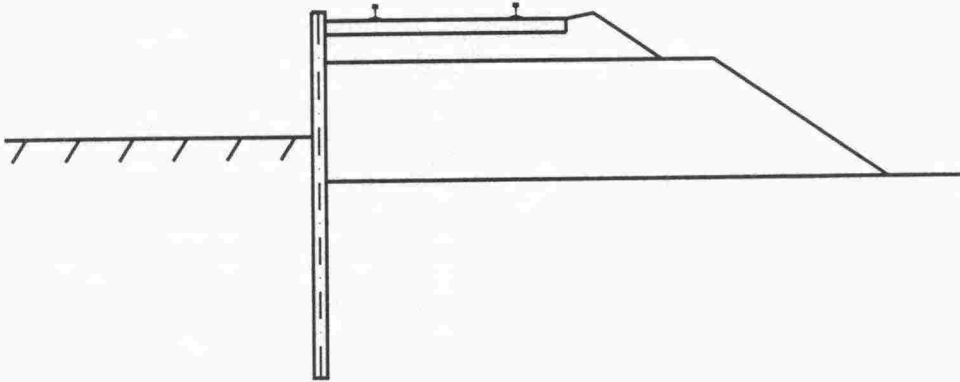
Kaivannon tilantarvetta määritettäessä on otettava huomioon kaikki kaivantoon tulevat rakenteet sekä tarvittavat työskentelytilat kaivantorakenteiden ja kaivantoon tulevien rakenteiden välillä /27/.

Tukiseinää voidaan käyttää raiteiden välissä molemmin puolin hyödyksi, esimerkiksi vaiheittain rakentamisessa siltojen siirtymäläattojen asentamisen yhteydessä. Tällöin kaivetaan ensin tukiseinän toinen puoli auki ja asennetaan siirtymäläaumat sekä peitetään kaivanto. Toisessa vaiheessa kaivetaan toinen puoli tukiseinästä auki ja asennetaan toisen raiteen alle siirtymäläaumat. Ellei tukiseinää ole asennettu oikealle kohdalle, se estää toisen raiteen alle tulevien siirtymäläattojen asentamisen. Hyvässä suunnitelmassa esitetään tarkasti tukiseinän sijainti, jotta kaikki rakenteet mahtuvat kaivantoon. Kaapeli- ja johtolinjojen rakentaminen tukiseinän lävitse on myös suunniteltava huolellisesti.

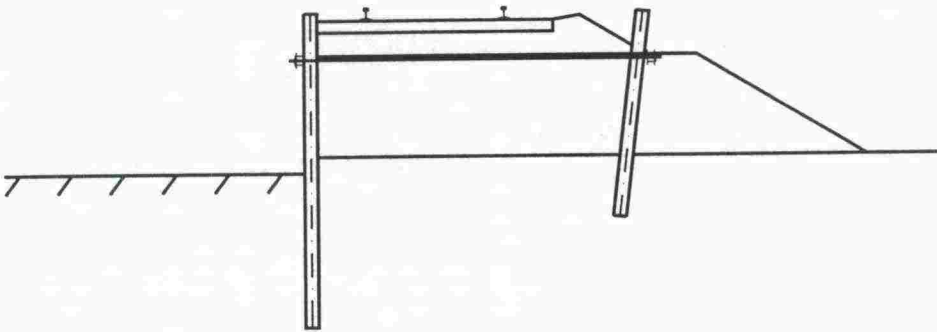
2.5 Tukiseinän toiminta- ja tuentatapa

Tuetun kaivannon tukiseinätyypin valinnan jälkeen suunnittelijan on valittava tukiseinän toimintatapa. Toimintatavan perusteella tukiseinät voidaan jakaa kolmeen ryhmään: tukemattomat eli ulokkeelliset, yhdeltä tasolta tuetut ja usealta tasolta tuetut tukiseinät. Tukiseinän toimintatavan valinnassa on pyrittävä mahdollisimman pieneen tuki- ja kaivutasojen ja näin myös työvaiheiden lukumäärään. Tuentatapana voidaan käyttää sisäpuolista tuentaa, joka harvoin soveltuu ratakaivantoihin tai ulkopuolista ankkurointia, jos tukiseinää ei voida toteuttaa tukemattomana rakenteena. Tuennan tarkoituksena on välittää rakenteeseen kohdistuva vaakasuuntainen kuormitus /7/. Tuentatapoja on esitetty kuvassa 2.4.

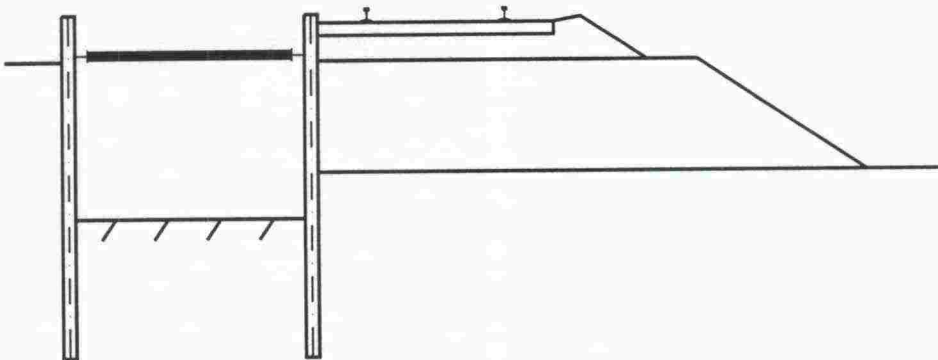
Tukematon tukiseinä



Ulkopuolinen ankkurointi yhdeltä tasolta



Sisäpuolinen tuenta yhdeltä tasolta



Kuva 2.4. Vaihtoehtoisia tuentatapoja

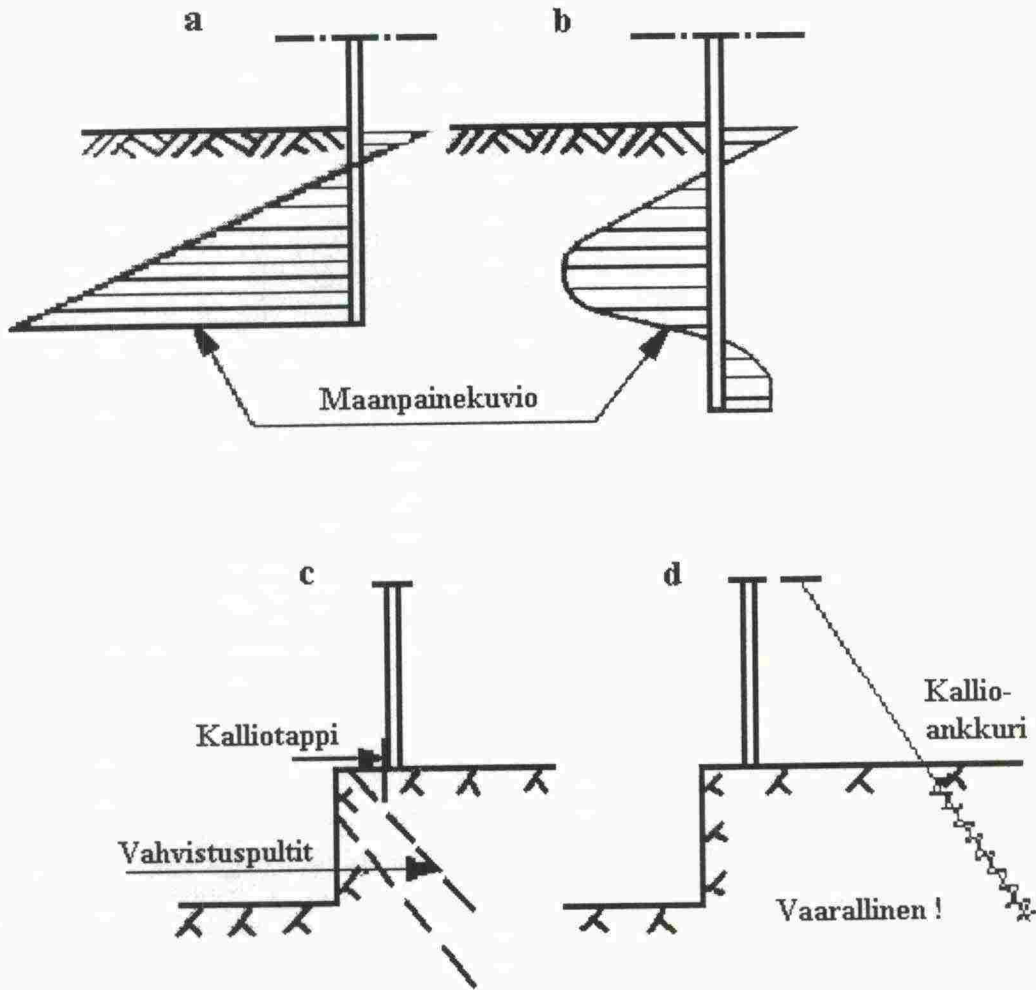
Tukiseinä voidaan toteuttaa ulokkeena toimivana tukemattomana rakenteena vain, jos kaivussyvyys on pieni ja rakenteelle sallitaan siirtymiä. Tuetussa kaivannossa tukiseinä toimii aina tukemattomana ulokkeellisena rakenteena tehtäessä kaivu ensimmäiseen tukitasoon /7/.

Sisäpuolinen tuenta, jossa vastakkaiset seinät tuetaan toisiinsa vaakatuilla, tulee harvoin kysymykseen työnaikaisissa ratakaivannoissa. Joissakin tapauksissa voi ylimääräisen tukiseinän rakentaminen olla taloudellisempaa kuin kallioankkureiden käyttäminen. Myös kaivannon pohjalle tehtyihin perustusrakenteisiin ankkuroituja vinotukia käytetään harvoin.

Ankkuroinnin toteuttamiseen on käytettävissä lukuisia eri menetelmiä, joista yksinkertaisin on vaakasuorien vetotankojen ankkuroiminen teräsponttiprofiiliin, kuvan 2.4 mukaisesti. Muita toteuttamistapoja ratakaivannoissa ovat kallioankkurit tai ankkurointi valmiisiin rakenteisiin. Ankkurointi voidaan tehdä esimerkiksi siltoihin, jolloin ankkurien kiinnitys rakenteeseen on suunniteltava erikseen ja kiinnittämiseen on saatava lupa rakennuttajalta ja rakenteen omistajalta. Injektoidut maa-ankkurit soveltuvat huonosti ratakaivantoihin. Maa-ankkureilla on pieni kapasiteetti, jolloin niitä tarvitaan määrällisesti enemmän kuin kallioankkureita. Tällöin maa-ankkuriratkaisu on kalliimpi rakentaa kuin kallioankkurit. Lisäksi maa-ankkurit jäävät maahan raiteen alle, jolloin ne myöhemmin rakennettaessa voivat olla esteenä. Vetopaaluja ei käytetä ratakaivantojen tuennassa.

Tuki- ja ankkurityypit voidaan mitoituksen kannalta jakaa jännittämättömiin ja jännitettyihin ankkureihin. Ratakaivannoissa käytetään tavallisimmin jännittämättömiä ankkureita, sillä ne ovat nopeampia rakentaa ja samalla raideliikennettä häiritään vähemmän. Lisäksi jännittämättömien ankkureiden venymät pysyvät noin 20–30 mm luokassa.

Tukiseinän alapään tuentatapa määräytyy useimmiten pohjasuhteiden perusteella. Vaihtoehtoiset tuentavat on esitetty kuvassa 2.5.



Kuva 2.5. Tukiseinän alapään tuenta: a) vapaasti tuettuna ilman kiinnitysmomenttia, b) maahan kimmoisesti kiinnitettynä, c) kallioon tapitettuna nivelisenä ja d) kallioon ankkuroituna ulokkeellisena tuentana /8/

2.6 Kaivannon kuivanapidon ja pohjaveden hallinta

Alustavaan pohjarakennussuunnitelmaan sisällytetään selvitys pohjavedenpinnan muutoksista ja niiden vaikutuksista lähirakenteisiin, jos kaivannon alin kaivutaso sijoittuu pohjavedenpinnan vaihtelut huomioon ottaen alimman pohjavedenpinnan (NW) alapuolelle tai kaivantoon tulevan pysyvän kuivatusjärjestelmän kuivatustaso sijoittuu keskimääräisen pohjavedenpinnan (MW) alapuolelle /27/.

Selvitettäessä pohjaveden alenemisen aiheuttamia haittoja otetaan kantaa riskialueen laajuuteen ja kunkin riskialueella sijaitsevan rakenteen käyttäytymiseen pohjaveden alentuessa /27/. Jos riskien rajoittamiseksi pienennetään luonnollisesti tapahtuvaa veden virtausta joko työn aikana tai pysyvästi, suunnitelmissa esitetään ne toimenpiteet, joilla suotovedet voidaan rajoittaa hyväksyttävissä oleviin pumppausmääriin /27/. Jos joudutaan käyttämään pohja- tai orsiveden korvausta, korvausjärjestelmät esitetään

3 TAVALLISIMMAT TUKISEINÄTYYPIT

3.1 Teräsponttiseinä

3.1.1 Edut ja ongelmat

Teräsponttiseinä on yleisin tukiseinätyyppi työnaikaisissa tuetuissa ratakaivannoissa. Sen etuja ovat:

- Teräsponttiprofiileja ja upotuskalustoa on helposti saatavissa.
- Teräsponttirakenteista on kokemusta suunnittelijoilla ja rakentajilla.
- Seinän rakentaminen voidaan vaiheistaa pieniin osiin, jolloin rakentaminen voidaan tehdä lyhyissä liikennevarauksissa.
- Samoja teräspontteja voidaan käyttää useimmissa tukiseinäkohteissa, jolloin teräsponttien käyttöikä on pitkä ja samalla tukiseinäkustannukset saadaan alhaisiksi. Jos pontteja käsitellään hyvin, ponttiprofiileja voidaan käyttää jopa viidessä eri kaivantokohteessa.
- Teräsponttiseinä on nopea rakentaa. Siinä ei ole yhtään työvaihetta, jota pitäisi odottaa vuorokausia ennen seuraavan vaiheen tekoa. Upottamisaikaan vaikuttavat suuresti määrin maaperäominaisuudet mutta myös upotusmenetelmä eli se, upotetaanko ponttiin vai ei, sillä ponttiin upottaminen on hitaampaa.
- Teräsponttiseinä voidaan tarvittaessa rakentaa vesitiiviiksi, mikä edellyttää teräsponttien upottamista ponttiin.

Teräsponttitukiseinä aiheuttaa lähes aina painumia raiteeseen, jolloin raidetta on yleensä tuettava vähintään kaksi kertaa. Jos tukiseinää ei upoteta ponttiin, se aiheuttaa maa-aineksen varisemista ponttien välistä. Suurimman vaaran aiheuttaa vesi, joka virratessaan tuo mukanaan maa-ainesta ponttiseinän raoista. Tyhjä tila ponttiseinän takana aiheuttaa suurempia painumia ja raidetta on tuettava mahdollisesti enemmän. Ponttiin upottamattoman terästukiseinän taivutusvastus on aina pienempi kuin ponttiin upotetun tukiseinän. Raiteen tukeminen on hyvä tehdä painuman alkuvaiheessa ennen kuin raiteen pystysuuntainen liike aiheuttaa sepelin hienontumista, jolloin raiteen painuminen nopeutuu. Liiallinen sepelin hienontuminen aiheuttaa myös kantavuuden menettämistä, jolloin raiteentukemisellakaan ei aina saada raidetta pysymään vaadittavassa geometriassa.

Maassa olevat esteet esimerkiksi kivet ja vanhat ratapölkkyt voivat estää teräsponttiprofiilien upottamisen ponttiin tavoitesyvyyteen saakka. Tällöin työ hidastuu huomattavasti, sillä ponttiprofiili joudutaan mahdollisesti katkaisemaan polttoleikkaamalla tai muulla keinolla.

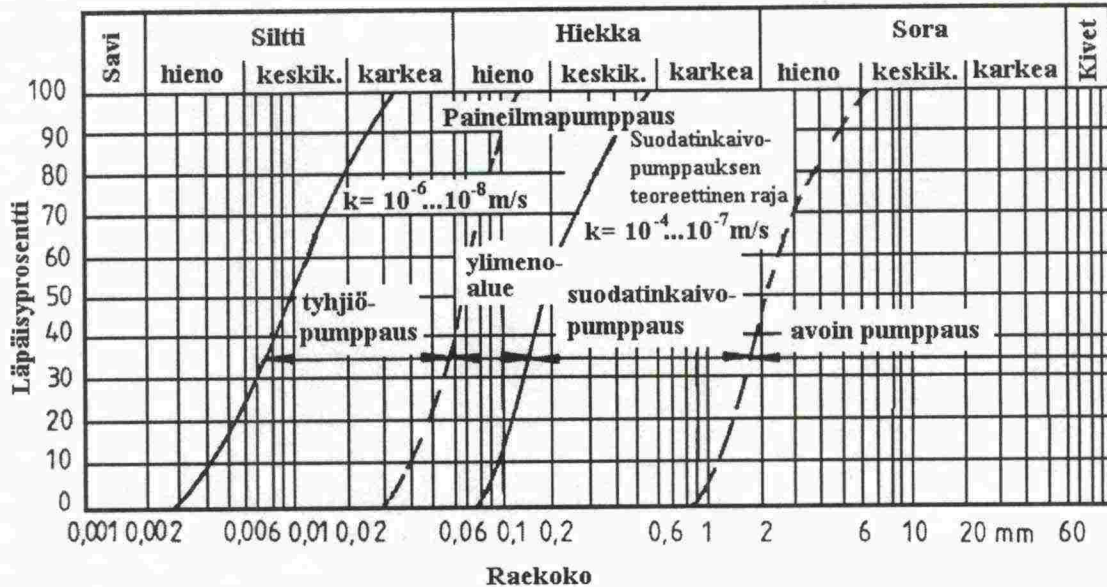
Teräsponttiseinän rakentaminen sähköistetyllä raiteella vaatii lähes poikkeuksetta jännitekatkoja lyönti- ja asennusvaiheessa. Jännitteelle altis osa tukiseinästä on lisäksi suojamaadoitettava sähköistetyllä rataosuudella, jos tukiseinä sijaitsee maadoitusetäisyydellä, joka normaalisti on 5 metriä raiteen keskilinjasta mitattuna/19/. Erityisesti on huolehdittava tukien ja palkkien maadoittamisesta. Maadoitus tehdään työvaiheittain mahdollisimman pian /19/. Tällä hetkellä tukiseinien maadoittamista ei yleensä ole tehty, mikä on turvallisuusriski ukonilmalla tai ajolangan pudotessa maahan. Maadoittamista ei ole tehty, koska oletetaan, että tukiseinä on maadoitettu kun se on

suunnitelmissa /27/. Niissä esitetään pohjavedenpinnan korkeudet vaihtelurajoineen, pohjaveden alennuskorkeus, pumppauskohdat, pumppauskalusto varakalustoineen, pumpattavat vesimäärät ja pumppauksen ajankohta /27/.

Kaivannon aiheuttamaa työnaikaista pohjaveden alenemista voidaan ehkäistä tukiseinätyypin valinnalla. Työnaikaisen kuivanapitotavan valinta on tukiseinän mitoitus tekijä, joka valitaan samanaikaisesti tukiseinätyypin kanssa /27/.

Suunnittelun kannalta oleellinen tekijä on pohjaveden sijainnin ja sen liikkeiden määrittäminen. Pohjaveden virtaustila huomioidaan stabiliteettia ja maanpaineita määritettäessä /27/.

Pohjavedenpinta voidaan alentaa pumppukaivosta pumppaamalla. Mikäli menetelmä ei ole mahdollinen luiskun vakavuuden tai pohjan hydraulisen murtumisvaaran vuoksi, pohjavedenpintaa alennetaan erikoiskalustolla riittävästi ennen kaivun ulottamista lopulliseen syvyyteen. Pohjaveden alentamismenetelmä valitaan maakerrosten vedenläpäisevyyden mukaan. Myös vedenpinnan tasot sekä se, millä välillä alentaminen tehdään, vaikuttavat valintaan. Pohjavedenpinta alennetaan vähintään 0,5 metriä kaivutason alapuolelle ja tarvittaessa pohjavedenpintaa alennetaan enemmän. Pohjaveden alentaminen pumppaamalla tehdään parhaimmin vettä johtavasta maakerroksesta. Kuvassa 2.6 on esitetty erilaisten pohjaveden alentamismenetelmien käyttöalueet maalajin rakeisuuden perusteella. Sähköosmoosia ei käytetä Suomessa ja avoimella pumppauksella pohjavedenpinta alenee erittäin huonosti /26/.



Kuva 2.6. Eri pohjavedenalennusmenetelmien käyttöalueet maalajien rakeisuudesta riippuen

lyöty maahan. Todellisuudessa tukiseinä on maadoitettava paluuvirtakiskoon, joka on yhteydessä syöttöasemaan.

Upottamistyövaiheeseen on saatava myös mahdollisimman pitkiä liikennekatkoja, sillä upotuskaluston siirtyminen työkohteeseen vie aikaa.

Upottaminen aiheuttaa ympäristöön myös tärinää ja melua, joiden hallinta vaatii oikean upottamiskaluston ja -tavan valintaa.

3.1.2 Rakentaminen

Teräsponttiseinien rakentamisessa on käytettävissä erilaisia ponttiprofiileja, joista raskaat U-tyyppiä olevat ponttiprofiilit soveltuvat ratakaivantoihin parhaiten. Kevyet profiilit eivät sovellu ratakaivantoihin, sillä ne eivät kestä upottamista maahan lyömällä tai täryttämällä. Käytännössä alle 1000 cm³/m taivutusvastuksen omaavia ponttiprofiileja ei voida upottaa ehjänä radan maarakenteiden lävitse. Kevyillä profiileilla on myös se riski, että upotus keskeytyy ja liikennekatko menee hukkaan. Erikoisprofiileja voidaan käyttää erikoistapauksissa, jos kaivanto on erittäin syvä.

Teräspontit voidaan upottaa maahan täryttämällä, lyömällä tai painamalla. Teräspontin upottaminen painamalla soveltuu harvemmin ratapenkereessä. Oikean upotustavan valinta on edellytys onnistuneelle työsuoritukselle ja samalla tukiseinän rakentamiselle. Täryttäminen soveltuu parhaiten käytettäväksi karkearakeisissa maakerroksissa, sorassa tai hiekassa, erityisesti niiden ollessa vedellä kyllästettyjä. Täryjunttien taajuudet ovat säädettävissä, jotta voidaan välttää ympäröivän maan joutumista resonanssiin. Täryttämistä voidaan käyttää myös hienorakeisissa ja moreenimaakerroksissa. Käytettävän täryjuntan kokoa määritettäessä voidaan soveltaa seuraavaa kaavaa /2/:

$$F = 15 \frac{(t + 2G)}{100}, \quad (3.1)$$

missä

F = täryjuntan keskipakovoima (kN),

t = upotussyvyys (m) ja

G = profiilin massa (kg).

Pudotusjärkeleellä varustettu paalujunta soveltuu käytettäväksi kaikissa pohjaolosuhteissa. Käytettävän järkäleen painoksi valitaan tavallisesti 50–150 % profiilin ja iskutyynyn yhteenlasketusta massasta. Teräsponttiprofiilin pään vaurioitumisen estämiseksi on lyönnin yhteydessä käytettävä vastinta, joka välittää iskun tasaisesti profiilille. Tunkeutumarajaksi suositellaan 25 mm/10 iskua, mutta lyhytaikaisesti voidaan sallia 1 mm/1 isku. Raskaan järkäleen ja matalan pudotuskorkeuden käyttö saattaa joskus olla hyödyllistä, jotta profiilin päälle aiheutettava vahinko ja ympäristöön leviävä melu jäisivät mahdollisimman vähäisiksi. Pudotusjärkeleellä varustettuja junttia on kahta tyyppiä: juntta, jossa järkäle nostetaan vajjerilla ja hydraulitoiminen juntta /2/.

Muissa kuin ratakaivantokohteissa ja perinteisen upotuskaluston lisäksi on kehitetty hydraulisia tunkkeja, joiden avulla teräsponttiseinät painetaan maahan. Hydrauliset tunkit eivät sovellu ratakaivantokohteisiin, koska menetelmä vaatii liian pitkiä työvaiheita. Tunkkien etuna on ympäristöön aiheutuvan melun ja tärinän vähentyminen

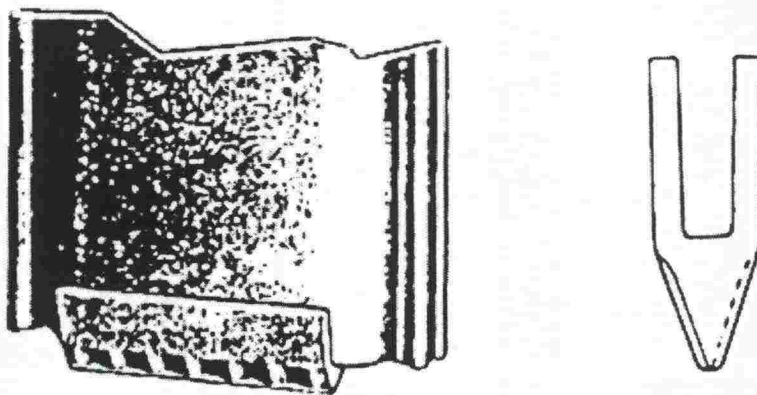
verrattuna muihin upotuskalustoihin. Painaminen soveltuu parhaiten käytettäväksi hienorakeisissa maakerroksissa. Tavanomaisen upotuskaluston lisäksi tiettyihin kohteisiin ja sovelluksiin on kehitetty erikoiskalustoja, joista mainittakoon esimerkiksi täryjunttien ja tunkkien sekä täryjunttien ja lyöntijunttien yhdistelmät.

Ponttiprofiilien upottaminen paneeleittain tai porrastetusti ei yleensä ole mahdollista ratakaivantokohteissa. Yleisin käytettävä menetelmä on yhden pontin lyöminen kerrallaan pohjaan saakka, sillä junaliikenne ei aikataulullisista syistä salli muiden menetelmien käyttämistä. Menetelmän haittana on seinän kallistuminen upotettaessa (U-profiilit kallistuvat lyöntisuuntaan).

Ponttiprofiilit voidaan upottaa maahan ponttiin lyötyinä, ponttiin lyömättöminä tai limitettyinä. Kaikkia edellisiä upottamistapoja käytetään ratakaivantokohteissa. Teräsponttiseinän mitoituksessa on otettava huomioon seinän taivutusvastuksen muutos, mikäli pontteja ei upoteta ponttiin lyötyinä ja yhteen hitsattuina.

Ponttiin upottamisessa tulee tavallisesti ongelmia silloin, kun pontti repeytyy, vääntyy tai pontti ei uppoudu tavoitesyvyyteen vaan pysähtyy kovaan rakenteeseen tai kiveen. Tällöin seuraavaa ponttia ei voida lyödä ponttiin, jolloin ponttiseinään jää rako tai rakoja samalla tavalla kuin silloin, kun ponttiin ei lyödä. Tällaiset raot on tukittava mahdollisimman nopeasti, jotta maa-aines ei pääse valumaan seinän takaa ja aiheuttaa painumista. Rakojen tilkitseminen tulisi suunnitella ennen tukiseinän rakentamista, sillä se kuuluu osana riskien hallintaan. Tällä hetkellä tuentasuunnitelmista puuttuvat toimenpideohjeet maa-aineksen valumisen estämiseksi, jos ponttiseinään jää rakoja. Maa-aineksen valuminen voidaan estää upottamalla teräspalkki rakokohtaan ponttiseinän taakse tai hitsaamalla raon peittävä teräslevy. Puisten parrujen ja lankkujen käyttäminen raon peittämiseen voi olla mahdollista, mutta ne eivät useinkaan uppoa maahan ehjinä. Betonivalun käyttämistä maan valumisen estämiseksi rajoittaa valun kovettumisaika.

Yksittäiset esteet voidaan poistaa 2–3 metrin syvyydestä nostamalla pontti ylös ja kaivamalla lohkare tai muu este pois. Tämä aiheuttaa radan painumista, jolloin on mietittävä, onko kaivu oikea esteen poistamismenetelmä. Myös piikkaus voi olla yksi ratkaisu esteen poistamiseksi. Ennen pontin takaisin upottamista kaivanto on täytettävä ja tiivistettävä hyvin, jotta painumat saataisiin pidettyä minimissään. Syvemmillä olevia kiviä voidaan tarvittaessa hajottaa räjäytyksin, mutta se edellyttää erillisten suunnitelmien tekemistä ja hyväksyttämistä /32/. Räjäyttämistä olisi mahdollisuuksien mukaan vältettävä kaivantokohteissa, koska räjäyttäminen liikennöidyn raiteen läheisyydessä on aina erittäin vaativa, kallis ja hidas toimenpide. Ponttiprofiileja voidaan myös vahvistaa kärjestä hitsaamalla ponttiprofiiliin kärjen peittävä V-muotoinen vahvike kuvan 3.1 mukaisesti /31/. Kärkivahvisteisia ponttiprofiileja ei ole tietävästi vielä käytetty ratakaivantokohteissa.



Kuva 3.1. Kärkivahvistettu ponttiprofiili

Kaivanto pyritään tekemään siten, että

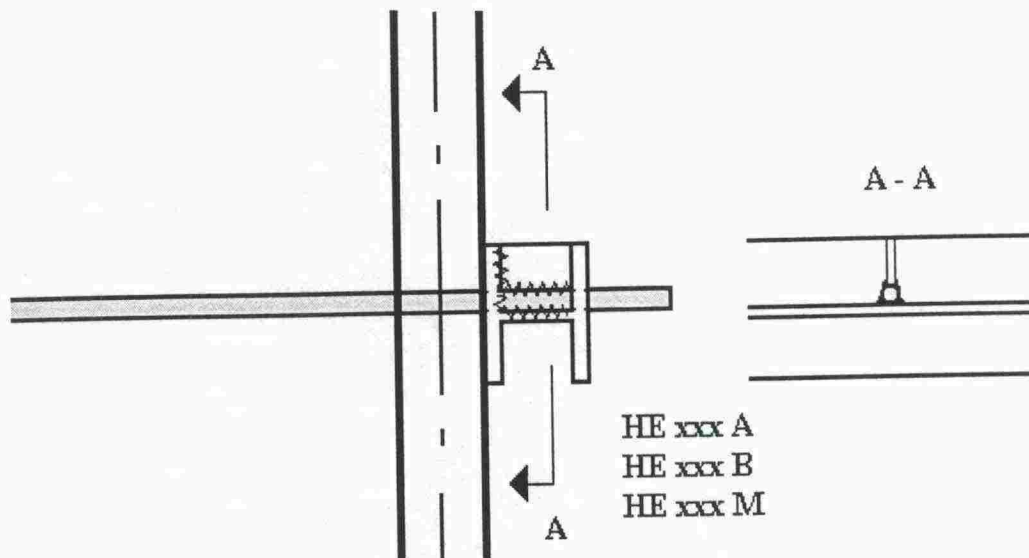
- junaliikennettä häiritään mahdollisimman vähän
- ratarakenteita ei vaurioiteta (tukikerrokseen ei päästetä kaivumaita ja routaeristystä ei rikota tarpeettomasti)
- kaivetaan ainoastaan suunniteltuun syvyyteen (vältetään ylisyvää kaivamista)
- kaivumassat siirretään kerralla suunniteltuun paikkaan
- kaivumassat käytetään hyödyksi mahdollisimman hyvin.

Ankkurointirakenteet tehdään suunnitelmien mukaisista muototeräksistä. Käytettävät muototeräksset ovat uusia tai laadultaan hyviä. Profiilien vaurioituneet kohdat korjataan ja vahvistetaan ennen käyttöä. Ankkurointirakenteiden tekemisessä tarvittava työtila ulottuu enintään 0,5–0,8 metriä ankkurointitasen alapuolelle. Työmaalla tarvittava työtila voi usein olla vain 20 cm ankkurointitasen alapuolella, jolloin työtila on esitettävä suunnitelmissa. Mikäli suunnitelmissa ei esitetä muuta, oletetaan kaivutason pontin vieressä olevan noin puoli metriä ankkurointitasen alapuolella, noin kuuden metrin etäisyydellä seinästä /32/.

Ankkurointi tehdään suunnitelmissa esitettyihin paikkoihin ja ankkurit suunnataan suunniteltuun kaltevuuteen. Ratakaivantokohteissa käytetään esijännittämättöminä ankkureina tavallisesti yhtä tai kahta $\varnothing 25$ mm:n tai $\varnothing 32$ mm:n harjaterästä. Syvissä ratakaivannoissa ankkurit saatetaan esijännittää, jolloin ankkurit jännitetään suunnitelman mukaisilla koevetovoimilla ja esijännityskuormilla. Tukiseinärakennelmat ovat ankkuroinnin varassa ja hitsausliitokset ovat niissä kriittisimpiä kohtia. Käytännössä hitsijatkokset hitsataan tällä hetkellä usein ilman suunnitelmia ja hitsien tarkastukset ovat puutteellisia; tarkastusta ei tehdä lainkaan tai se tehdään ylimalkaisesti. Tilanteen korjaamiseksi hitsijatkokset pitäisi suunnitella ja mitoittaa vähintään kokonaisvarmuudelle kaksi. Lisäksi hitsiliitokset olisi hyvä tyypittää eniten käytettäville liitoksille, jolloin liitoksista olisi hitsausohjeet. Tällöin henkilön, jolla on hitsausjatkoksen vaatimukset täyttävä hitsauspätevyys, tulisi myös työmaalla tehdä hitsaukset ja tarkastukset. Tällaisella henkilöllä on riittävä käsitys hitsausjatkoksen

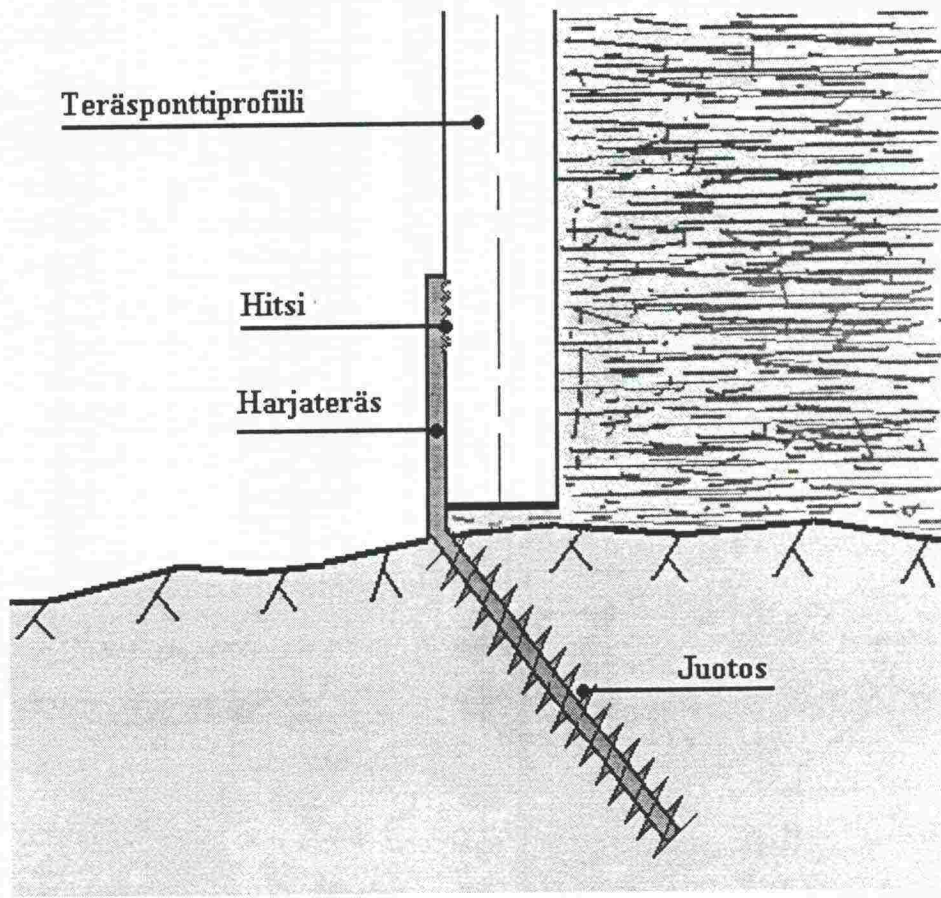
kestävyydestä ja käyttäytymisestä sekä riittävä ammattitaito tarkistaa hitsausjatkokset silmämääräisesti.

Teräsponttiseinissä yleisimmin käytettävä ankkuripalkkiratkaisu on esitetty kuvassa 3.2. Ankkuripalkit rakennetaan suunnitelmissa esitettyihin paikkoihin ja suunnitellulla tavalla.

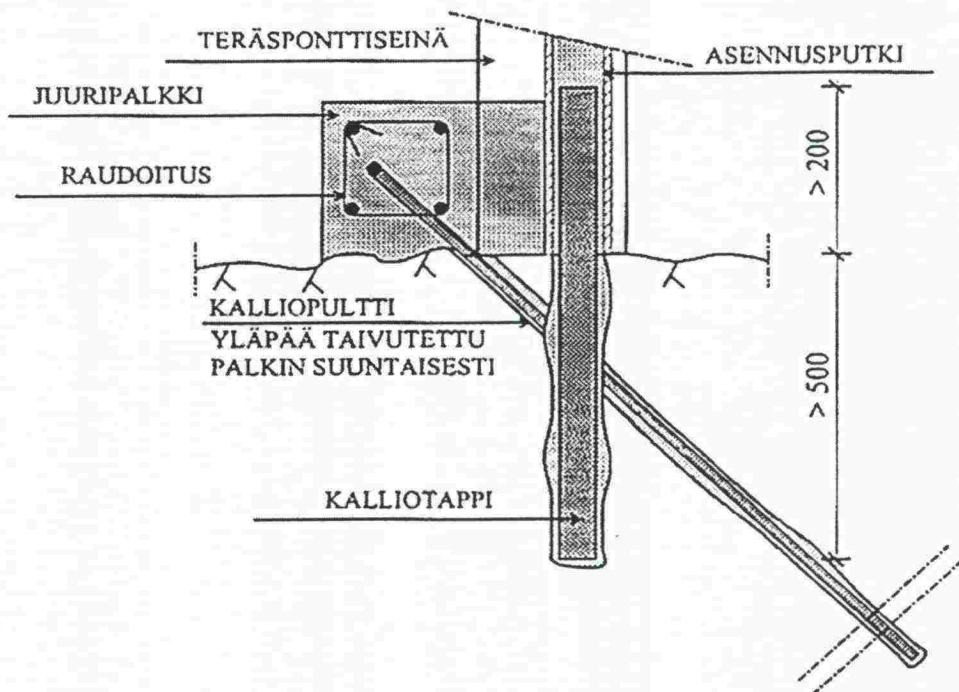


Kuva 3.2. Teräsponttiseinässä tyypillisimmin käytettävä ankkuripalkkiratkaisu

Teräsponttiseinän alapää kiinnitetään kallioon kalliotappien avulla, jotka asennetaan tavallisesti asennusputkien kautta. Asennusputket kiinnitetään upotettaviin profiileihin ja täytetään alapäästä betonilla noin 0,5 m matkalta upotusvaurioiden ehkäisemiseksi. Profiilit upotetaan kallioon asti, minkä jälkeen kalliotapeille porataan reiät putkien kautta. Kalliopinnan saavuttaminen voidaan varmistaa esimerkiksi tarkistusporauksilla. Asennusputkien kautta asennettavat kalliotapit voidaan usein korvata harjateräksillä, jotka kiinnitetään kallioon kuvan 3.3 mukaisesti. Tappien hyöty on lähes mitätön, jos alapään etäisyys kallioista on yli 0,2 m. Tällöin leikkausvoimien siirtämiseksi on rakennettava juuripalkki esimerkiksi kuvan 3.4 mukaisesti. Riskialttiissa kaivantokohteissa juuripalkki on rakennettava aina /27/.



Kuva 3.3. Tukiseinän alapään liittyminen harjateräksen avulla kallioon



Kuva 3.4. Tukiseinän alapään liittyminen kallioon /27/

Palkin rakentamisen aikana on käytettävä väliaikaista tuentaa tai vaiheittaista rakentamista kuormien siirtämiseksi. Juuripalkki ankkuroidaan kallioon kalliopulttien välityksellä. Juuripalkki voidaan rakentaa myös estämään pohjaveden virtaamista ja alenemista. Kallion ja tukiseinän liittymäkohdan vesitiiviyttä voidaan parantaa myös injektoimalla /27/.

3.1.3 Purkaminen

Suunnitelmissa esitetään tukiseinän purkaminen, jonka mukaisesti edetään. Purkaminen aloitetaan yleensä täyttämällä ja tiivistämällä aina tukitasolle saakka, jonka jälkeen tuet puretaan. Kaivanto täytetään suunnitelmissa ja RMYTL:ssä /18/ esitetyillä maa-aineksilla ja tiivistetään vaadittuun tiiviyteen.

Pohjavedenpinnan alentaminen lopetetaan kohteessa suunnitelman mukaisesti. Yleensä pohjavedenpinnan alentaminen voidaan lopettaa täytön etenemisen mukaisesti. Kuitenkin on huolehdittava, että pohjavedenpinta on vähintään 0,5 m täytön pintaa syvemmällä.

Tavallisesti ponttien nostaminen vaatii sähköistetyllä rataosuudella jännitekatkoja ja raidevarauksia. Ennen ponttien nostamista varmistetaan ilmajohtojen nykyinen sijainti, jos rataosuudella on tehty sähköratatöitä. Ponttien nostaminen tarvitsee saman verran ilmatilaa kuin niiden maahan upottaminenkin.

Pontit voidaan nostaa suoraan maasta vetämällä, jolloin on seurattava, jääkö maa-ainesta ponttiin kiinni. Mitä enemmän ponttiin jää maa-ainesta, sitä suurempia painumia on odotettavissa. Yleensä pontti ei nouse vain vetämällä vaan ponttia on samalla tärytettävä, jolloin pontti nousee maasta huomattavasti helpommin. Nostettaessa pontteja täryttämällä on kuitenkin varottava liian voimakasta täryttämistä, jos lähistöllä on värinäherkkiä rakenteita tai koneita. Täryttäminen aiheuttaa myös maan juoksettumisvaaran, mikä on otettava huomioon, jos pontit ulottuvat samaan tasoon kuin vieressä olevan paalutuksen kärkitaso. Tällaisissa kohteissa pontit olisi hyvä nostaa ylöspäin iskevällä nostokalustolla tai harkita ponttien jättämistä maahan.

Kaikkia pontteja ei saa aina poistettua maasta, jolloin ne on jätettävä maahan. Tällöin pontit polttoleikataan tai muuten katkaistaan ylimmillään tasolta Kv-1,4 m. Maahan jäävät rakenteet esitetään toteutumapiirustuksissa.

Teräsponttiseinän purkamisen viimeisenä työnä on kaivantoalueen varastoalueiden siistiminen, siirrettyjen rakenteiden palauttaminen paikoilleen ja radan päällysrakenteen korjaaminen. Päällysrakenne voi vaatia raidesepelin puhdistamisen tai vaihtamisen, jos raidesepelin joukkoon on päässyt muita maa-aineksia tukiseinätöiden yhteydessä.

3.2 Settiseinä

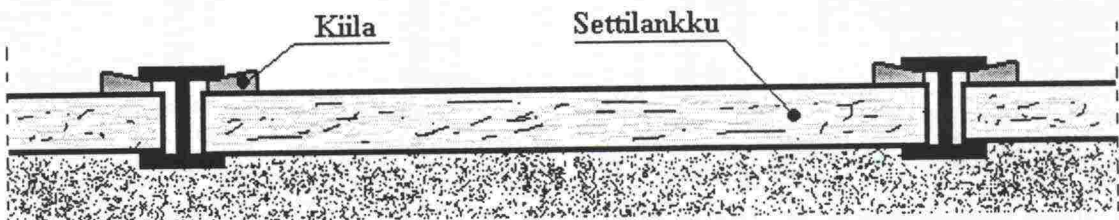
3.2.1 Edut ja ongelmat

Settiseiniä käytetään harvemmin työaikaisissa ratakaivantokohteissa mm. seuraavien ongelmien takia:

- Settiseinien rakentamisen yhteydessä settilankkujen taakse jää aina tyhjää tilaa tai tapahtuu paikallisia sortumia ennen kuin lankut ehditään asentaa. Tämä aiheuttaa raiteeseen aina haitallisia painumia, jotka on korjattava.
- Settiseiniä ei pystytä rakentamaan suoraan ratapölkyn päähän.
- Settiseinien rakentamisessa on useita työvaiheita, jolloin raideliikennettä joudutaan häiritsemään enemmän ja samalla rakentamisaika on pitempi kuin teräsponttiseinillä.
- Edellä mainitut ongelmat nostavat rakentamiskustannuksia, jolloin settiseinät eivät kilpaile taloudellisesti teräsponttiseinien kanssa.
- Settiseinä ei ole vesitiivis rakenne.
- Kaikkia settiseinä rakenteita ei pystytä purkamaan, jolloin rakenteita jää maahan Kv-1,4 m alapuolelle.

Settiseiniä voidaan käyttää kohteissa, joissa sallitaan suuria painumia ja rakenteen ei tarvitse olla vesitiivis. Käytännössä settiseiniä käytetään vain, jos ponttiseiniä ei jostain syystä voida käyttää.

Settiseinä koostuu maahan pystysuoraan asennetuista teräskannattajista, joiden välillä olevat vaakasuorat settilankut tuetaan (kuva 3.5).



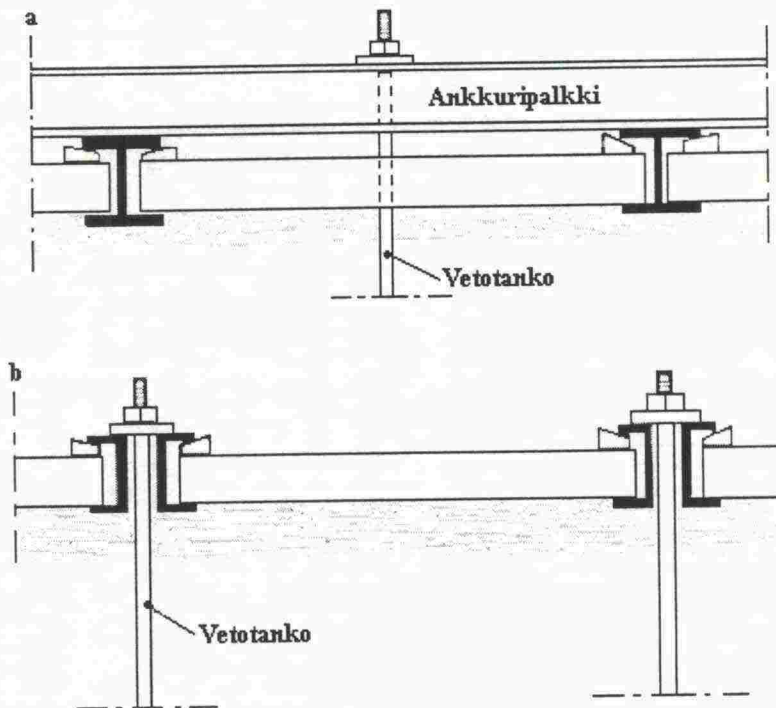
Kuva 3.5. Periaatepiirros settiseinästä /24/

3.2.2 Rakentaminen

Settiseinä rakennetaan vaiheittain seuraavasti:

- Teräskannattajat, jotka tavallisesti ovat valssattuja teräsprofiileja, lyödään maan sisään kuten lyöntipaalut tai ne asennetaan maan sisään poraus- tai paaluputken kautta. Porausta joudutaan käyttämään, kun upotus ei onnistu lyömällä kivien ja muiden rakenteiden ollessa esteenä. Myös esteiden poiskaivu 1–3 metrin syvyydestä on mahdollista, mutta silloin on huomioitava radan mahdollinen painuminen.
- Kaivutyön edistymisen mukaan teräsprofiilien väliin ladotaan vaakasuoria settilankkuja, jotka tavallisesti ovat puuta /24/.

Teräskannattajat sijoitetaan tavallisesti 1,0–3,0 metrin etäisyydelle toisistaan. Pystyssä oleva teräskannattaja on normaalisti joko I-profiili tai kaksi toisiinsa liitettyä U-profiilia. Jos seinässä käytetään I-profiileja, tarvitaan ulkopuolisia ankkureita käytettäessä ankkurit toisiinsa yhdistävä vaakasuora ankkuripalkki (kuva 3.6). Jos taas kannattaja koostuu kahdesta U-teräksestä, ankkurit voidaan porata teräsprofiilien välistä eikä ankkuripalkkia tarvita (kuva 3.6).



Kuva 3.6. *Settiseinän ankkurointi kun teräskannattaja muodostuu a) I-profiilista ja b) kahdesta U-profiilista /24/*

Settiseinän rakentamista ratakaivantoihin on tarkemmin käsitelty lähdeoteoksissa /32/, /33/ ja /34/.

3.2.3 Purkaminen

Suunnitelmassa esitetään settiseinän purkaminen, jonka mukaisesti edetään. Purkaminen aloitetaan yleensä tukien purkamisella, jolloin on käytettävä väliaikaista tuentaa tai vaiheittaista purkamista kuormien siirtämiseksi. Kaivanto täytetään suunnitelmissa ja RMYTL:ssä /18/ esitetyillä maa-aineksilla ja tiivistetään vaadittuun tiiviyteen.

Teräskannattimien nostamisessa on samat ongelmat kuin teräsponttiprofiilienkin nostamisessa. Tärinää aiheutuu ympäristöön kuitenkin vähemmän, koska nostettavia kannattimia on vähemmän kuin ponttiseinässä ja kannattimet nousevat maasta yleensä pienemmällä voimalla kuin ponttiprofiilit.

Settiseinärakenteissa käytettävien puumateriaalien maahan jättäminen ei ole suositeltavaa, koska puurakenteet mätänevät tai lahoavat ajan kuluessa, jolloin alueelle syntyy haitallisia painumia. Puiset ratapölkkyt luokitellaan ongelmajätteeksi ja niitä ei

saa jättää maahan. Lisäksi puurakenteet voivat aiheuttaa ongelmia seuraavan kerran alueelle rakennettaessa, sillä yksittäisiä lankkuja on vaikea löytää pohjatutkimuksissa. Jos maahan joudutaan jättämään rakenteita, ne on jätettävä vähintään Kv-1,4 metrin syvyyteen. Käytännössä kaikkia rakenteita ei pystytä poistamaan maasta, jolloin maahan jäävät rakenteet esitetään toteutumapiirustuksissa.

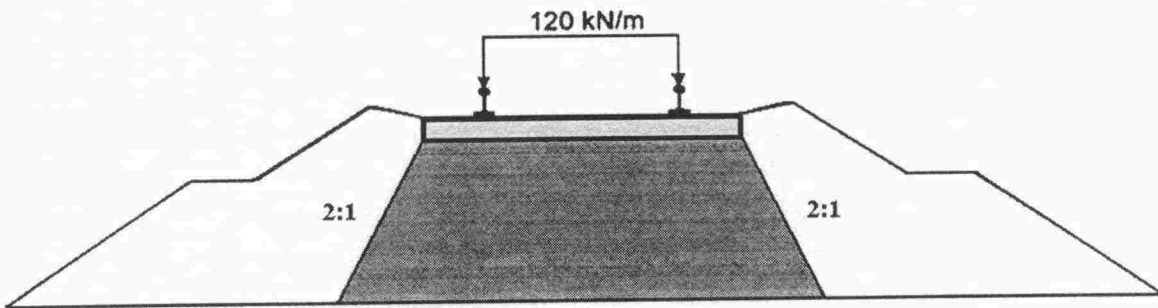
Settiseinän, kuten ponttiseinänkin purkamisen viimeisenä työvaiheena on kaivanto-alueen varastoalueiden siistiminen, siirrettyjen rakenteiden palauttaminen paikoilleen ja radan päällysrakenteen korjaaminen.

4 KUORMAT

4.1 Junakuormat

Tällä hetkellä Suomessa junaliikenteen aiheuttamat liikennekuormat ratapenkereellä lasketaan ohjeen /34/ mukaisesti. Tämän mukaan liikennekuorma penkereellä on sysäyslisineen 120 kN/m. Mitoituksessa junakuorman aiheuttama kuormitus otetaan huomioon maanpaineessa. Liikennekuorman jakautumista maassa apusilta-alueilla käsitellään eri tavalla kuin raiteen suuntaisella tukiseinällä. Apusilta-alueilla kuorma tuodaan apusiltaperustuksen alapinnalle, jonka mukaisesti lasketaan maanpaine. Tarkemmin kuorman jakaantumista koskevia otaksumia apusilta-alueilla käsitellään ohjeessa /34/.

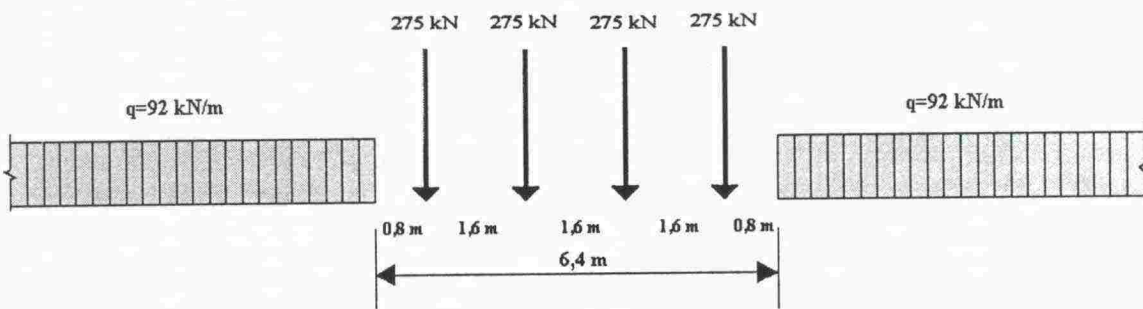
RAMOn /16/ osassa 3 "Radan rakenne" liikennekuormana radan pohjamaan kantavuuslaskelmissa käytetään samaa 120 kN/m, mutta kuorman otaksutaan jakautuvan ratapenkereessä kuvan 4.1 mukaisesti.



Kuva 4.1. Liikennekuorman jakautuminen maarakenteissa pohjamaan kantavuuslaskelmissa /16/

Tällä hetkellä junien suurinta sallittua akselipainoa ollaan nostamassa eikä käyttöön oteta kansallista kuormakaaviota vaan Eurocode EN 1991-2 kappaleessa 6.3.2 esitetty kuormakaavio LM71. Parhaiten tämänhetkisille ratakaivannoille sopisi akselipainoluokka 25 t. Tällöin tasainen kuorma (92 kN/m) vaikuttaa neljän 275 kN suuruisen akselikuorman ympärillä kuvan 4.2 mukaisesti.

LM71



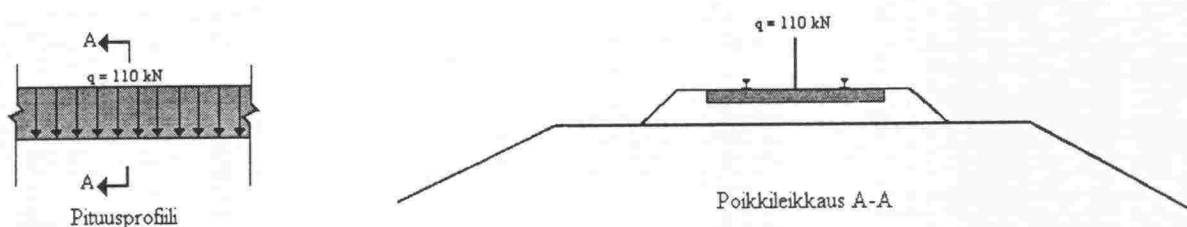
Kuva 4.2. Kuormakaavio LM71 akselipainoluokan ollessa 25 t /6/

Kuormakaavion LM71 mukainen mitoittava pintakuorma saadaan ratakaivanto-laskelmiin laskemalla akselikuormat yhteen ($275 \text{ kN} \times 4$) ja jakamalla saatu kuormitus 6,4 metrillä, jolloin mitoittavaksi nauhakuormaksi saadaan 172 kN/m .

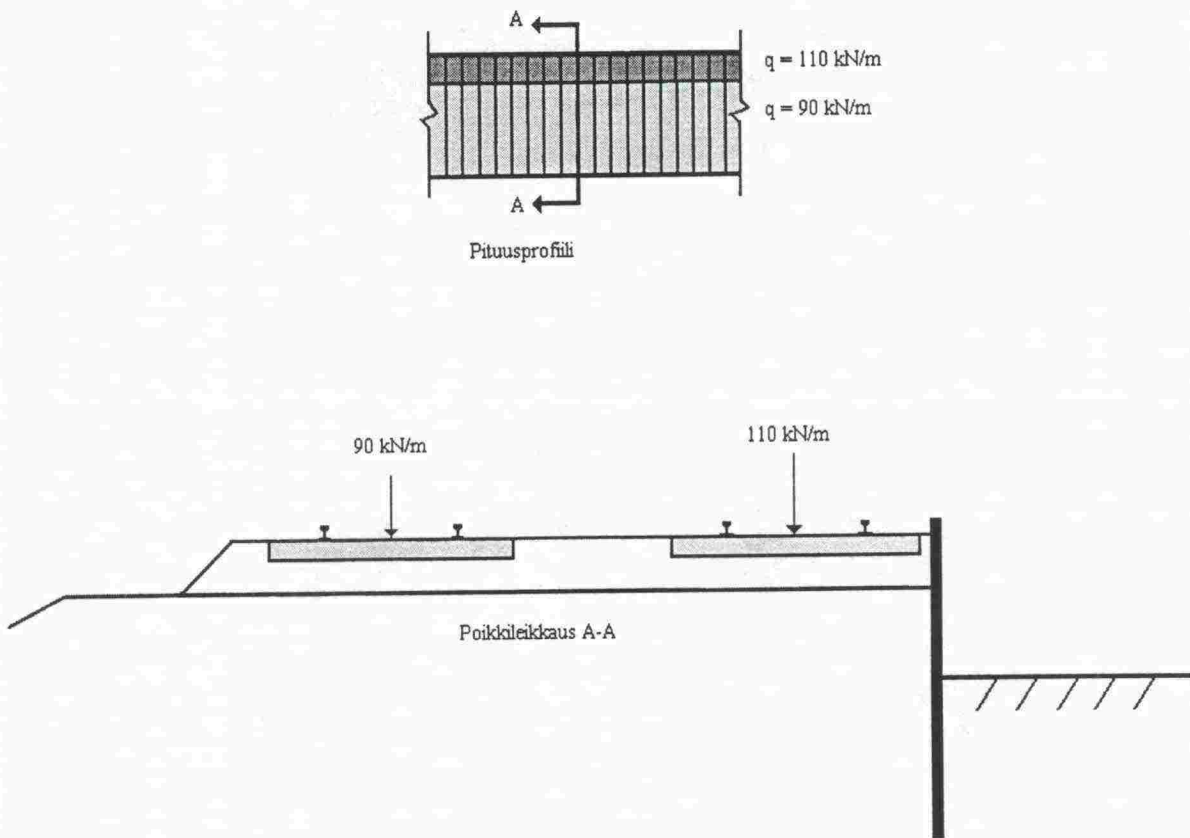
Junakuorma koostuu junan staattisia kuormia kuvaavasta kuormakaaviosta LM71, junan dynaamisia kuormia kuvaavista pysty- ja vaakasuuntaisista lisäkuormista ja keskipako-kuormasta.

Norjassa on käytössä vastaava kuormakaavio LM71, jossa tasainen kuorma on 80 kN/m ja akselikuorma 250 kN . Norjassa työnaikaisissa tuetuissa ratakaivannoissa mitoittavana kuormituksena käytetään yksiraiteisella osuudella 110 kN/m kuvan 4.3 mukaisesti. Kaksiraiteisella osuudella lähimmällä toisella raiteella kuormitukseksi otaksutaan 110 kN/m ja kauemmalle 90 kN/m kuvan 4.4 mukaisesti. Kuormituksiin ei lisätä mitään dynaamisuuserrointa ja liikennekuorman otaksutaan jakautuvan 2:1 /11/.

Norjassa junaliikenteen dynaamiset kuormitukset huomioidaan kylläkin pysyvien rakenteiden mitoituksessa. Dynaamisuuskertoimia on kaksi erilaista, jotka määräytyvät kunnossapitotason mukaisesti. Dynaamisuuserrointa $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$ käytetään kunnossapidon ollessa korkea ja kerrointa $1,00 \leq \phi_3 \leq 2,00$ normaalilla kunnossapitotasolla. Kertoimilla kerrotaan suoraan kuormakaavion LM71 arvot tai kuormakaavion SW arvot, jotka ovat lähes samat kuin LM71 arvot. Dynaamisen kuorman huomioon ottamista käsitellään tarkemmin lähdeoteoksessa /11/.

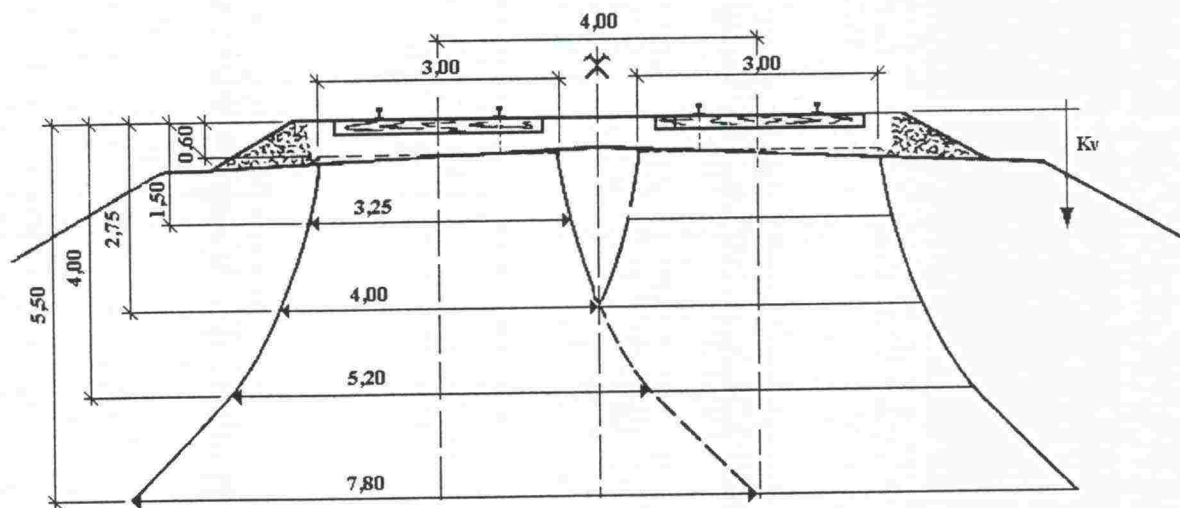


Kuva 4.3. Norjassa käytettävä mitoituskuorma yksiraiteisella rataosuudella /11/

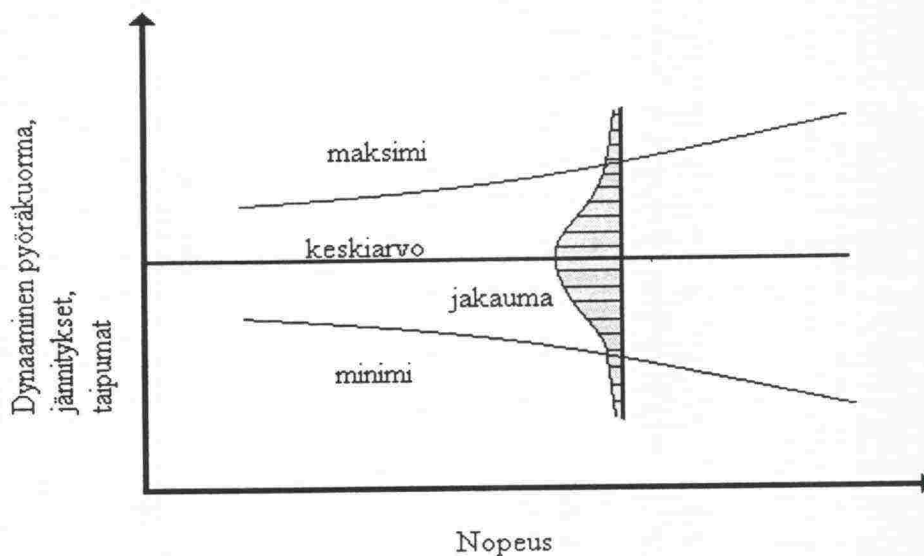


Kuva 4.4. Norjassa käytettävä mitoituskuorma kaksiraiteisella rataosuudella /11/

Saksassa on käytössä kuormakaaviot UIC 71-, SW ja SSW. Kuormakaavio UIC 71 on aivan samanlainen kuin Norjassa käytettävä kuormakaavio LM71. Saksassa kuormien oletetaan jakaantuvan kuvan 4.5 mukaisesti. Samalla tavoin kuin Norjassa, myös Saksassa käytetään pysyvissä rakenteissa dynaamisuuserrointa, jonka arvo vaihtelee 1,00 ja 1,67 välillä. Kertoimella kerrotaan suoraan kuormakaavioiden arvot. Dynaamisuuskertoimen arvon suuruus riippuu paljolti nopeudesta. Kuvassa 4.6 on esitetty nopeuden ja dynaamisen pyöräkuormituksen periaatteellinen riippuvuus. Suurin osa tapauksista on lähellä keskiarvoa, mutta nopeuden kasvaessa yksittäisten tapauksien maksimi- ja minimiarvot kasvavat, sillä tapausten oletetaan noudattavan Gaussin normaalijakaumaa. Lisäksi dynaamisuuskertoimeen vaikuttaa tarkasteltavan rakenteen pituus, sillä tarkastelupituuden kasvaessa dynaamisuuserroin pienenee. Dynaamisuuskertoimen käyttöä käsitellään tarkemmin julkaisussa /6/.



Kuva 4.5. Saksassa käytettävä liikennekuorman jakautumisotaksuma maarakenteissa /6/



Kuva 4.6. Dynaamisuuskertoimen periaatteellinen riippuvuus nopeudesta /20/

Raiteen kaarteesta, tuulikuormasta sekä junasta raiteeseen kohdistuvista sysäyksistä aiheutuvan radan poikittaissuuntaisen kuorman oletetaan olevan enintään nk. Prud'homme'n kaavan mukainen /16/. Prud'homme'n kaavan mukaisesti radan poikittaissuuntaiset voimat ovat:

$$\sum Y_{(2m)} \leq \alpha(10 + P_0 / 3) \text{ [kN]}, \quad (4.1)$$

missä

$\sum Y_{(2m)}$ on suurin poikittaissuuntainen voima, joka kohdistuu raiteeseen kahden metrin matkalla,

$\alpha = 1$ vetokalustolle ja henkilövaunuille,

$\alpha = 0,85$ tavaravaunuille ja

P_0 on akselipaino.

Tällä hetkellä suurin sallittu dynaaminen poikittainen pyöräkuorma (Y) liikkuvalla kalustolle on 70 kN /15/. 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainoista aiheutuvaa dynaamista pyöräkuormaa ei vielä tiedetä tarkasti. Todennäköistä kuitenkin on, että 300 kN:n akselipainoilla dynaaminen pyöräkuorma ei pysy 70 kN:ssa toisin kuin 250 kN:n pyöräkuormassa /12/.

4.2 Maanpaine

Maanpaine lasketaan yleensä klassisen maanpaineteorian mukaan. Muitakin luotettavia ja kulloinkin kysymyksessä olevaan tapaukseen soveltuvia laskutapoja voidaan kuitenkin käyttää /25/.

Tukiseinän liikkeessa muuttuu siihen kohdistuvan maanpaineen suuruus. Liike maasta pois päin pienentää maanpaineen suuruutta erääseen raja-arvoon asti, jota sanotaan aktiiviseksi maanpaineeksi. Aktiivisen maanpaineen kehittymisen kannalta riittäviä siirtymän suuruusluokkia on esitetty taulukossa 4.1.

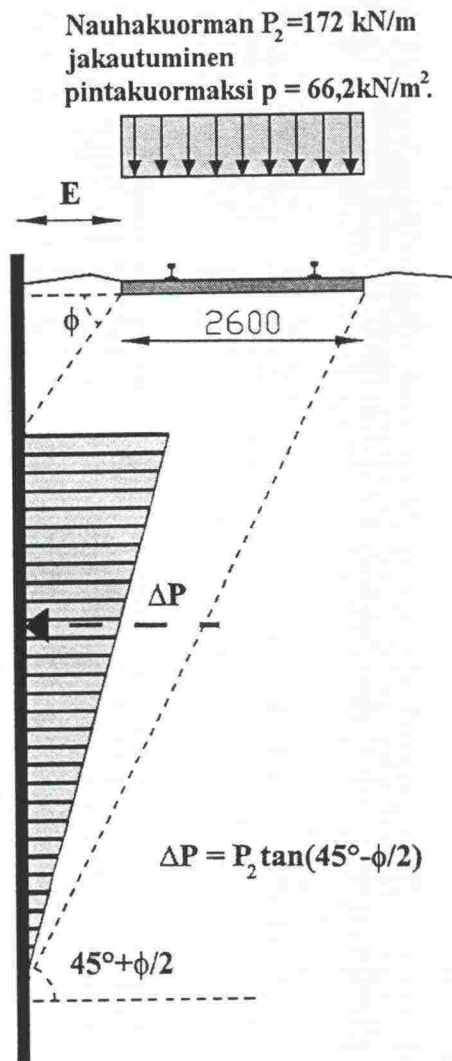
Tukiseinän liikkeessa maata vastaan maanpaine saavuttaa vastaavasti toisen raja-arvon, jota nimitetään passiiviseksi maanpaineeksi. Täyden passiivisen maanpaineen kehittyminen edellyttää siirtymää, joka on suuruusluokaltaan taulukossa 4.1 esitetyn mukainen.

Taulukko 4.1. Maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä. H_a on seinän osan korkeus, johon aktiivipaine kohdistuu. H_p on sen seinän osan korkeus, johon passiivipaine kohdistuu /25/

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä
Tiivis hiekka	$0,0005 * H_a$	$0,002 * H_p$
Löyhä hiekka	$0,002 * H_a$	$0,006 * H_p$
Kiinteä savi	$0,01 * H_a$	$0,02 * H_p$
Pehmeä savi	$0,02 * H_a$	$0,04 * H_p$

Kitkamaassa seinän ja maan välinen kitka yleensä pienentää aktiivipainetta ja suurentaa passiivipainetta. Tämä huomioidaan maanpainelukuja määritettäessä. Ilman tarkempaa selvitystä voidaan tukiseinän ja maan väliseksi kitkaksi ottaa aktiivipuolella $\rho = 2/3\phi$ ja passiivipuolella $\rho = 1/2\phi$. Aktiivipuolella maanpaine suuntautuu yleensä vinosti alaspäin ja passiivipuolella vinosti ylöspäin. Tällöin passiivipaineen pystysuoran komponentin tulee kuitenkin olla pienempi kuin rakenteen paino. Koheesiomaassa maanpaineen oletetaan vaikuttavan kohtisuoraan seinää vastaan ellei adheesiota muodostu /25/. Settiseinän mitoituksessa maaperän ja settiseinän välistä seinäkitkaa ei huomioida, vaan kertoimet lasketaan kitkakulman arvolla nolla astetta, koska settilankut liikkuvat pystysuunnassa, jolloin seinäkitkaa ei muodostu /34/.

Ratapenkereellä olevan junakuorman radan suuntaiselle tukiseinälle aiheuttama maanpaine lasketaan kuvan 4.7 mukaisesti.



Kuva 4.7. Radansuuntaisen tukiseinän maanpaine viereisestä raidekuormasta /19/

Matalissa kaivannoissa kuormittaa yleensä vain läheisin raide. Syvissä kaivannoissa voi myös toinen kauempana oleva raide kuormittaa tukiseinää kuten läheisin raide. Tällöin junakuorman otaksutaan kuormittavan tukiseinää samalla suuruudella ja samalla tavalla kuin kuvassa 4.7.

Liikenteen aiheuttaman värinän vuoksi maamassa tukirakenteen vieressä värisee. Tämä värinä puolestaan pienentää maan kitkakulmaa ja suurentaa aktiivisen maanpaineen kerrointa sekä pienentää passiivisen maanpaineen kerrointa. Tämä huomioidaan korottamalla aktiivisia maanpaineita 25 %:lla ja vähentämällä passiivipainetta 20 %:lla /34/.

Kirjallisuudessa esiintyvät dynaamisen maanpaineen määrittystavat eivät yleensä huomioi mitenkään värinän vaimenemista värinälähteestä etäännyttäessä. Vaimenemisen seurauksena värinän aiheuttama värähtelyliike on pienempi kauempana värinälähdettä kuin sen lähellä. Siksi tukiseinään kohdistuva maanpaineen lisäys värinän johdosta on suurempi tukiseinän yläpäässä kuin sen alapäässä, jos värinälähde sijaitsee maanpinnalla

kuten ratakaivannoissa. Etäisyyden lisäksi tähän vaikuttaa ratkaisevasti myös värähtelyn huomattavasti nopeampi vaimeneminen syvyysuunnassa kuin maanpinnassa, koska tilavuusaallot vaimenevat nopeammin kuin pinta-aallot /10/.

Tärinän vaikutusta maanpaineeseen kitkamaassa voitaisiin periaatteessa arvioida Mononobe-Okabe'n maanpaineteorialla. Tällöin värähtelyliikkeestä tulisi tuntee sen sekä vertikaali- että horisontaalisuuntainen taajuus, heilahdusamplitudi tai heilahdusnopeus tai värähtelyn kiihtyvyysskomponentti. Tärinän vaikutuksesta maanpaineeseen koheesiomaassa ei ole olemassa tarkkaa tietoa. Tärinän vaikutuksesta maa häiriintyy ja siten koheesiomaan leikkauslujuus (koheesio) pienenee, mikä kasvattaa maanpainetta aktiivipainepuolella ja pienentää passiivipainepuolella. Koheesiomaan joutuessa voimakkaan tärinän alaiseksi sen leikkauslujuus voi pahimmassa tapauksessa vastata siipikairauksella mitattua, häirityn maan leikkauslujuutta. Yleensä tärinällä ei kuitenkaan oleteta olevan näin suurta vaikutusta koheesiomaan leikkauslujuuteen, vaan leikkauslujuuden oletetaan alenevan noin 20 % mitatusta häiriintymättömästä leikkauslujuudesta /10/. Sama asia huomioidaan silloin, kun redusoidaan siipikairauksella saatuja leikkauslujuuden arvoja.

4.3 Vedenpaine

Pohjavedenpinnan alapuolella maanpaine lasketaan käyttäen maan tehokasta tilavuuspainoa γ' ja vedenpaine huomioidaan erikseen:

- Vedenpinnan ollessa ponttiseinän molemmilla puolilla samalla tasossa vedenpaineet kumoavat toisensa.
- Vedenpintojen korkeuserojen ollessa rakenteen eri puolilla pienen vedenpaineen otaksutaan jakautuvan hydrostaattisesti.
- Vedenpintojen korkeuserojen ollessa tukiseinän ulko- ja sisäpuolella useita metrejä vedenpainetta käsitellään virtaustilassa.

Turvallisempi tapa laskelmissa on erottaa toisistaan rakeidenvälinen puristus (raepaine eli tehokas jännitys σ') ja huokosissa oleva vedenpaine (huokosvedenpaine u). Maanpainelaskelmissa tarvittava tehokas jännitys σ' saadaan vähentämällä kokonaisjännityksestä σ huokosvedenpaine u /14/.

Pohjaveden alentaminen suunnitellaan tavallisesti vähintään 0,5 m kaivannon pohjan alapuolelle, jolloin myös laskelmissa käytetään samaa pohjavedenpintaa.

Pohjavedenpinnan korkeusotaksumaan vaikuttavat alueen topografiset olosuhteet ja maaperäolosuhteet. Pohjavedenpinta voi nousta notkelmissa nopeasti, koska sadevedet voivat kertyä notkelmaan isoltakin alueelta. Harjuaalueilla pohjavedenpinta on yleensä syvällä maanpinnasta ja vaikka sadevedet imeytyvätkin helposti sora- ja hiekkakerrosten läpi, rankkasateen vedet eivät ehdi imeytyä maaperään ja nostaa pohjavedenpintaa vaan ne kulkeutuvat pintavesinä topografian mukaisesti. Rankkasateen aiheuttamat pintavedet voivat aiheuttaa kuitenkin suuriakin ongelmia, jos pintavedet pääsevät kaivantoon. Pintavesien aiheuttama eroosio on estettävä ratakaivannoissa esimerkiksi ojituksella ja pumppauksella. Pohjavedenpinnan korkeuteen vaikuttavat myös vuodenajan vaihtelut; pohjavedenpinta on yleensä alimmillaan kevättalvella ennen roudan sulamista ja loppukesällä.

4.4 Muut kuormat

Junaliikenteen ohella tärinää aiheuttavat mm. louhinta, paalutus ja tiivistys. Tällä hetkellä kaikki tärinöiden aiheuttamat kuormitukset huomioidaan ainoastaan siten, että aktiivista maanpainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 % /34/. Tällä laskentatavalla dynaamisen maanpaineen suuruus riippuu maan massasta, tiiviyydestä ja raekoostumuksesta, kun taas dynaamisen kuormituksen suuruudella ja laadulla ei ole mitään vaikutusta. Myöskään dynaamisen kuormituksen aiheuttaman värähtelyn vaimenemisella etäännyttäessä tärinälähteestä ei tämän otaksuman mukaan ole mitään merkitystä sen aiheuttaman maanpaineisäyksen suuruuteen.

Räjäytykset

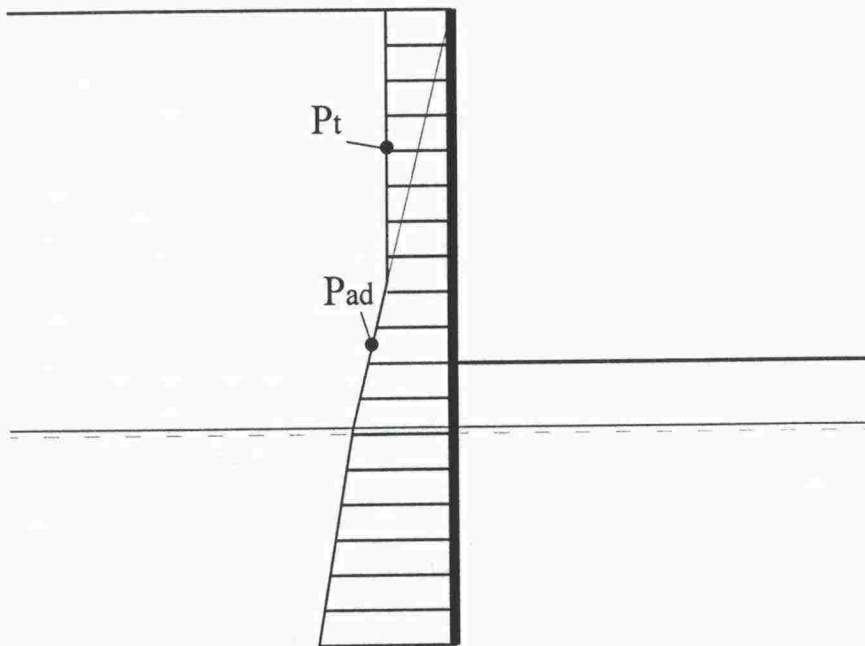
Käytännössä junaliikenteen aikana ei tehdä räjäytyksiä, jolloin junaliikenteen aiheuttama kuormitus on mitoittava.

Paalutus ja maan tiivistäminen

Paalutus- ja tiivistystöitä voidaan tehdä tukiseinän molemmilla puolilla junaliikenteen aikana. Jos tiivistämistä tehdään radan puolella tukiseinää, työt kuormittavat liikenteen tapaan. Paalutus- ja tiivistystöiden tapahtuessa kaivannon puolella tärinä aiheuttaa tukiseinää pitävän maanpaineen pienentymisen, jonka suuruutta on arvioitava tapauskohtaisesti. Yksi vaihtoehto on paalutuksen ja tiivistämisen kieltäminen junaliikenteen aikana. Lepopaineella mitoittaminen ottaa huomioon tärinän aiheuttaman maanpaineen pienentymisen, mutta mitoittaminen johtaa tarpeettoman järeiden rakenteiden käyttämiseen, jolloin tukirakenteet tulevat taloudellisesti liian kalliiksi rakentaa. Tämän takia lepopaineella mitoittamiseen ei ole mitään syytä tukiseinärakenteissa.

Tiivistyksen aiheuttama todellinen maanpaine riippuu maan tilavuuspainosta, tiivistimen painosta ja tärytiivistimen epäkeskon pyörimisestä aiheutuvasta keskipakovoimasta /27/. Tukirakenteen liikkuminen ei vaikuta tiivistyksen aiheuttaman maanpaineen suuruuteen /27/.

Tiivistyksestä aiheutuvan maanpaineen ja maan omasta painosta aiheutuvan maanpaineen leikkauskohdan alapuolella käytetään maanpaine-laskelmissa aktiivista maanpainetta työnaikaisissa tukiseinissä kuvan 4.8 mukaisesti /27/.



Kuva 4.8. Tiivistyksen aiheuttaman maanpaineen huomioon ottaminen työnaikaisissa tukiseinissä

Taulukkoon 4.2 on koottu eri kokoisilla tärytiivestimillä tehdystä tiivistyksestä tukiseinään kohdistuvan maanpaineen suuruuksia. Koska eri valmistajien ja lähes samannäköisten tärytiivestimien viivakuormat q eivät olennaisesti poikkea toisistaan, mitoituslaskelmissa voidaan olettaa tärytiivistyksen aiheuttaman maanpaineen riippuvan yksistään tärytiivestimien painosta. Maan tilavuuspainon vaikutusta tiivistyksen aiheuttamaan maanpaineeseen voidaan pitää vakiona ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) /27/.

Taulukko 4.2. Eri kokoisilla tärytiivestimillä kerroksittain tehdyn tiivistyksen aiheuttama tukirakenteeseen kohdistuva maanpaine /27/

Tiivistyskone	Kerroksittain tehdyn tiivistyksen aiheuttama maanpaine p_t [kN/m^2]
Tärylevy, 100 kg	12
Tärylevy, 400 kg	16
Täryjyvä, 3000 kg	19
Täryjyvä, 6000 kg	28
Täryjyvä, 8000 kg	32
Täryjyvä, 10000 kg	38
Täryjyvä, 12000 kg	44

Huokosveden ylipaine

Pohjarakennustöiden, lähinnä paalutuksen ja syvätiivistyksen, aiheuttamaa huokosveden ylipaineen vaikutusalueen suuruutta ja laajuutta on vaikea arvioida yksikäsitteisesti ennakkoon /30/. Tarvittaessa on tehtävä ennakkokokeita, esimerkiksi koepaalutuksia,

huokosveden ylipaineen vaikutusten arvioimiseksi /30/. Tällöin on kuitenkin otettava huomioon, että lopullinen suuri paaluryhmä aiheuttaa suuremman huokosveden ylipaineen kuin yksittäinen pieni koepaaluryhmä.

Yksittäisen paalun lyönti aiheuttaa huokosveden ylipainetta 3–6 kertaa paalun läpimitan etäisyydelle paalusta /30/. Laaja-alaisessa paalutuksessa vaikutusalue voi ulottua jopa 20–30 metrin etäisyydelle paalutuksen reunasta /30/. Alustavissa tarkasteluissa voidaan veden kyllästämisen, huonosti vettä läpäisevän maan huokosveden ylipaineen olettaa olevan paalun vieressä saman suuruinen kuin maan oma paino /30/. Huokosveden ylipaineen voidaan olettaa alentuvan nolllaan tasaisesti etäisyydellä 40 d paalusta (d = paalun sivumitta) /30/.

Huokosveden ylipainetta voidaan lyöntipaalutuksessa vähentää:

- poistamalla savea lyötävän paalun kohdalta esimerkiksi putkiottimella tai auger-kairauksella /30/
- varustamalla lyötävä paalu pystyjoilla /30/
- rakentamalla pystysalaojat omana työvaiheenaan
- pienentämällä paalun poikkileikkausta /30/
- työjärjestyksellä, jossa ensin lyödään osa, esimerkiksi joka toinen paalu ja myöhemmin huokosvedenpaineen alennettua loput paaluista /30/
- suurentamalla paalukokoa, jolloin päästään harvaan paalujakoon.

Syvätiivistyksessä huokosvedenpaineen kehittymiseen ja alenemiseen vaikuttavat hienoainesmäärä ja vedenläpäisevyys, pohjavedenpinnan taso, tiivistettävän materiaalin tiiviys sekä maan jännitystilä. Jossakin tapauksissa voidaan huokosveden ylipainetta vähentää pohjavettä alentamalla /30/.

Porapaalutus voi aiheuttaa maan löyhtymistä ja huokosvedenpaineen kasvamista. Siksi kaivantokohteissa on pohdittava maan löyhtymisen ja huokosvedenpaineen kasvamista tapauskohtaisesti. Huokosvedenpainetta voidaan alentaa soveltuvin osin samoilla menetelmillä kuin lyöntipaalutuksessakin. Suurin riski porapaalutuksessa on kuitenkin maan liiallinen huuhtoutuminen. Tällainen tilanne syntyy helpoiten hyvin vettäjohtavissa maalajeissa. Tällöin on huolellisesti seurattava huuhtoutuvan maa-aineksen määrää, sillä maa-aineksen huuhtoutuminen aiheuttaa tyhjiä tilaa maakerroksissa ja myöhemmin painumia.

Ratakaivantojen pohjaa ei saa päästää routaantumaan. Jos pohja pääsee jäätymään, ongelmat ilmenevät vasta roudan sulaessa.

Routa

Routivan maan jäätyessä tukiseinän takana voi routimispaine vaikuttaa huomattavasti seinää kuormittavan maanpaineen suuruuteen /24/. Routimispaineen suuruuteen vaikuttavat maalaji, pohjavesitilanne, jäätyminenopeus ja maakerrokset, joista routa ponnistaa /24/. Lisäksi routimispaine on ajasta ja maan lämpötilasta riippuvainen /24/. Tukiseinän takana on mitattu jopa yli 1 MN/m² suuruisia routimispaineita. Mittausten perusteella on mahdollista, että routimispaine nostaa seinää kuormittavan maanpaineen passiivipaineen suuruiseksi /24/. Tällaiseen mitoittukseen ei ole taloudellisia

mahdollisuuksia /24/. Näin ollen maan jäätyminen tukiseinän takana estetään kuivattamalla, lämpöeristämällä tai lämmittämällä.

Norjassa on tutkittu tukiseinän lämpötilojen, siirtymien ja jännitystilojen keskinäistä riippuvuutta, mutta kuitenkin mitään sovellettavaa empiiristä kaava ei ole vielä pystytty luomaan. Tarkemmin asiaa käsitellään esimerkiksi julkaisussa /1/.

5 TUETUN KAIVANNON MITOITUS

5.1 Vaadittu varmuustaso ja kaivannon sallitut liikkeet

Ratakaivannot suunnitellaan Rakennuskaivanto-ohjeessa RIL 181-1989 /27/ annettuja mitoitusmenetelmiä tai muita yleisesti hyväksyttyjä ja luotettavia menetelmiä käyttäen.

Ratakaivantojen tukiseinät suunnitellaan ja mitoitetaan siten, että

- rakenteet sietävät riittävällä varmuudella ulkoiset kuormat ja raiteen siirtymät pysyvät sallituissa rajoissa
- ratakaivannoissa ei saa tapahtua paikallisia murtumia
- kaivannolla on riittävä kokonaisstabiliteetti
- kaivanto toimii hyväksyttävällä tavalla.

Kirjallisuudessa esitetään, että tuenta on mitoitettava siten, että rakenteet kestävät yhden ankkurin tai tuen poistamisen. Tällainen mitoittaminen ei sovellu ratakaivantoihin, koska

- rakenteista tulee liian jyrkeviä
- rakentamiskustannukset nousevat liikaa
- rakentajat eivät suhtaudu kaivantokohteeseen vakavasti.

Kaivannon mitoitus voidaan tehdä kokonaisvarmuusmenetelmällä ja sallittujen jännitysten menetelmällä, mutta suositeltavin mitoitusmenetelmä on kuitenkin rajatila-menetelmä /27/. Rajatilamenetelmässä laskija tietää tarkalleen, mihin varmuuden laittaa ja mikä sen suuruus on.

Rajatilamenetelmässä kaivanto mitoitetaan sekä murto- että käyttörajatilassa. Murtorajatilassa määritetään riittävä upotussyvyys tukiseinälle, kaivannon kokonaisstabiliteetti, tukiseinän pystystabiliteetti ja kaivannon pohjan stabiliteetti sekä tehdään tukirakenteiden rakenteellinen mitoitus. Käyttörajatilassa varmistetaan, että tukiseinän ja ympäristön vaaka- ja pystysuuntaiset siirtymät ja värähtelyt pysyvät sallituissa rajoissa. Ratakaivantokohteissa, joiden lähellä on vaikeasti korjattava rakenne esimerkiksi paalulaatta, on perusteltua käyttää isompia varmuuksia. Murtorajatilatarkastelussa maakerrosten lujuuden laskenta-arvoina käytetään taulukon 5.1 mukaisilla osavarmuuskertoimilla alennettuja ominaisarvoja. Käyttörajatilassa kaikki osavarmuusluvut ovat $\gamma = 1,0$.

Taulukko 5.1. Maakerrosten lujuusparametrien osavarmuusluvut murtorajatilassa /27/

Kertoimen kohde	Osavarmuusluku
Kitka (vakavuus ja maanpaine)	1,1 tai 1,2
Koheesio (vakavuus ja maanpaine)	1,3 tai 1,5

Maan ja tukirakenteiden painon laskenta-arvoina geoteknisissä laskelmissa käytetään ominaisarvoja. Ratakaivantokohteissa junien aiheuttama maksimikuormitus on tiedossa, joten kuormia ei tästä syystä tarvitse kertoa millään varmuuskertoimella. Tämä edellyttää kuitenkin kuormakaavion LM71 mukaisen kuormituksen (172 kN/m) käyttämistä laskelmissa. Ominaisarvolaskelmissa on syytä jakaa kuormakaavion LM71 mukainen kuorma 1,3:lla. Tällöin päästään normaalisti ratakaivantoa kuormittavaan

junakuormaan eli 133 kN/m. Kuormitus vastaa 200 kN akselikuorman jakautumista 1,5 metrin akselivälille. Tämä junakuorma on esitetty myös kirjallisuuslähteessä /28/.

Teräsprofiilit jaetaan poikkileikkausten puristettujen osien mittasuhteiden perusteella neljään poikkileikkausluokkaan, jotka määritellään seuraavasti:

- Poikkileikkausluokka 1, jossa plastisuusteorian mukaisen tarkastelun vaatima, riittävän kiertymiskyvyn omaava nivel voi syntyä.
- Poikkileikkausluokka 2, jossa voi kehittyä plastisuusteorian mukainen poikkileikkauksen kestävyys, mutta jolla on rajoitettu kiertymiskyky.
- Poikkileikkausluokka 3, jossa poikkileikkauksen äärimmäisessä puristetussa reunassa laskettu jännitys voi saavuttaa myötörajan, mutta paikallinen lommahdus estää plastisuusteorian mukaisen momenttikestävyyden kehittymisen.
- Poikkileikkausluokka 4, jossa on tarpeellista eksplisiittisesti ottaa huomioon paikallisen lommahduksen vaikutukset laskettaessa momentti- ja puristuskestävyyttä.

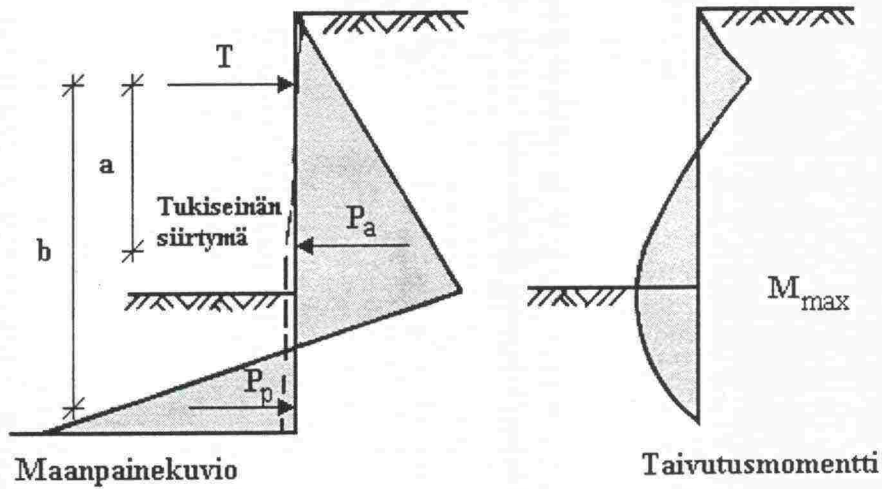
Lähdeteoksen /3/ mukaan teräsprofiilille käytetään poikkileikkausluokissa 1, 2 ja 3 osavarmuuserrointa $\gamma_{M0}=1,1$ ja poikkileikkausluokassa 4 $\gamma_{M1}=1,1$

Rajatilamenetelmällä mitoittaessa teräksen osavarmuuskertoimena voidaan käyttää $\gamma_s=1,1$ tai $\gamma_s=1,2$. Osavarmuuserroin on valittava siten, että tukiseinärakenteiden kokonaisvarmuus $F > 1,8$.

Tukiseinän yläpään sallittu vaakasiirtymä K_v :n tasolla on normaalisti 20–30 mm. Kaivannon aiheuttamien painumien ja vaakasiirtymien suuruuteen vaikuttavat pohja-suhteet, mitoituksessa käytetty varmuustaso sekä työtapo ja työjärjestys. Vaakasiirtymät ovat yleensä tukiseinän vierellä ja ympäristössä 1/4–1/3 maanpinnan painumista. Ratakaivanto suunnitellaan siten, että RAMOn /16/ osan 13 ”Radan tarkastus” mukaiset kunnossapitotasoa vastaavat raidegeometrian vaatimukset pystytään täyttämään parin raiteentukemiskerran avulla.

5.2 Teräsponttiprofiilien mitoitus lyöntitilanteessa

Teräsponttiprofiilit on mitoittava myös lyöntitilanteessa, jotta ponttiprofiilit pystytään upottamaan maahan. Ponttiprofiilit on pystyttävä upottamaan mitoitusvyöhykkeeseen, eivätkä ne saa käyristyä, repeytyä tai muuten rikkoutua upotuksessa, jotta tukiseinä toimisi suunnitellulla tavalla ja ponttiprofiileja voitaisiin käyttää useammassa kohteessa. Teräsponttiprofiilin taivutusvastuksen lisäys parantaa ponttiprofiilin upotettavuutta, kuten myös korkeamman lujuuden omaavan teräksen valinta. Taulukossa 5.2 esitetään heijarikairauksen tuloksiin perustuva karkea taivutusvastuksen valinta lyömällä upotettavissa kohteissa.



Lyöntisyvyys saadaan momenttiyhtälöstä

$$\Sigma M_a = P_p \cdot b - P_a \cdot a = 0$$

Kuva 5.3. Yhdeltä tasolta maahan vapaasti tuetun tukiseinän lyöntisyvyyden laskeminen karkearakeisessa maassa /27/

5.3.3 Yhdeltä tasolta esijännittämättömillä tuilla alapäästä kimmoisesti kiinnitetty tukiseinä

Yhdeltä tasolta esijännittämättömillä tuilla tuetun, alapäästään kimmoisesti kiinnitetyn tukiseinän vaadittava upotussyvyys lasketaan sijaispalkkimenetelmällä. Tukiseinän oletetaan muodostuvan kahdesta palkista, joiden välissä on nivel nettomaanpaineen nollakohdassa kuvan 5.4 mukaisesti. Tukitasossa vaikuttava tukivoima lasketaan ylemmän palkin vaakasuuntaisesta tasapainoehdosta. Taivutusmomentti lasketaan yksiaukkoisina palkkeina. Menetelmää ei ole tiettävästi käytetty ratakaivantokohteissa.

Taulukko 5.2. Teräspontin upotettavuus /2/

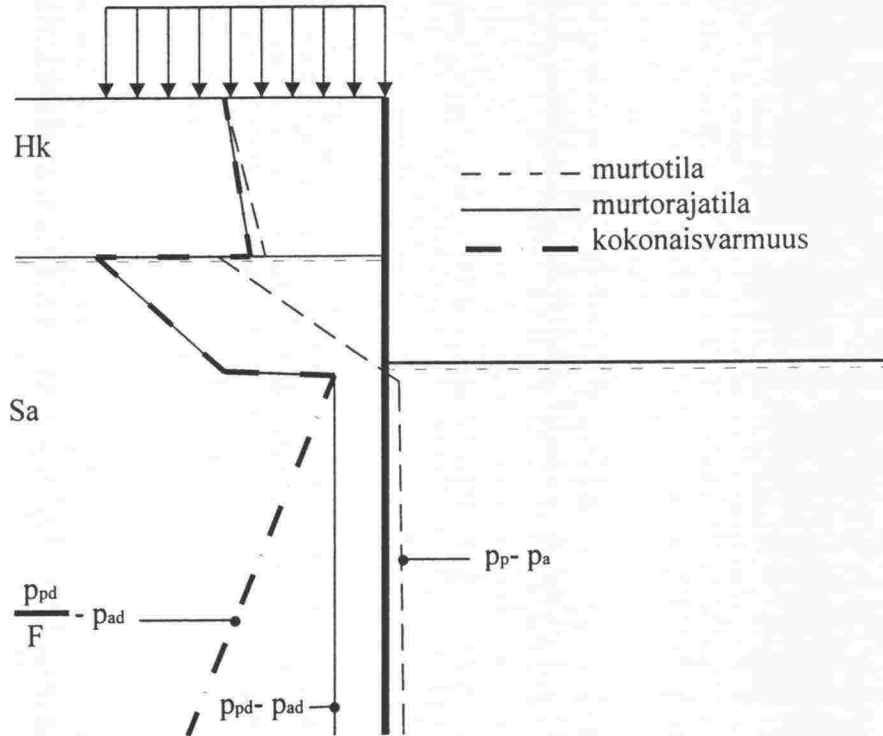
Heijarikairauksen arvo N_{20} [L / 0,2 m]	Pienin käytettävä teräspontin taivutusvastus [cm^3/m]	
	Lujuusluokka S270 GP	Lujuusluokka S355 GP
0 – 8	450	
6 – 10		450
8 – 12	850	
10 – 14		850
10 – 15	1300	
15 – 20		1300
20 – 25	2300	
25 – 30		2300

Ratapenkereessä olevat lohkareet, ratapölkyt ja muut vanhat rakenteet sekä materiaalit vaikeuttavat ponttiprofiilien upottamista. Tällöin on suositeltavaa käyttää kärki-vahvistettua, paremman lujuuden tai suuremman taivutusvastuksen omaavaa ponttiprofiilia. Ratakaivantokohteessa tavallisesti lyöntitilanne mitoittaa ponttiprofiilin, sillä alle $1000 \text{ cm}^3/\text{m}$ taivutusvastuksen omaavia ponttiprofiileja ei pystytä upottamaan tavallisen ratarakenteen läpi.

5.3 Lyöntisyvyyden ja ankkurivoiman määrittäminen

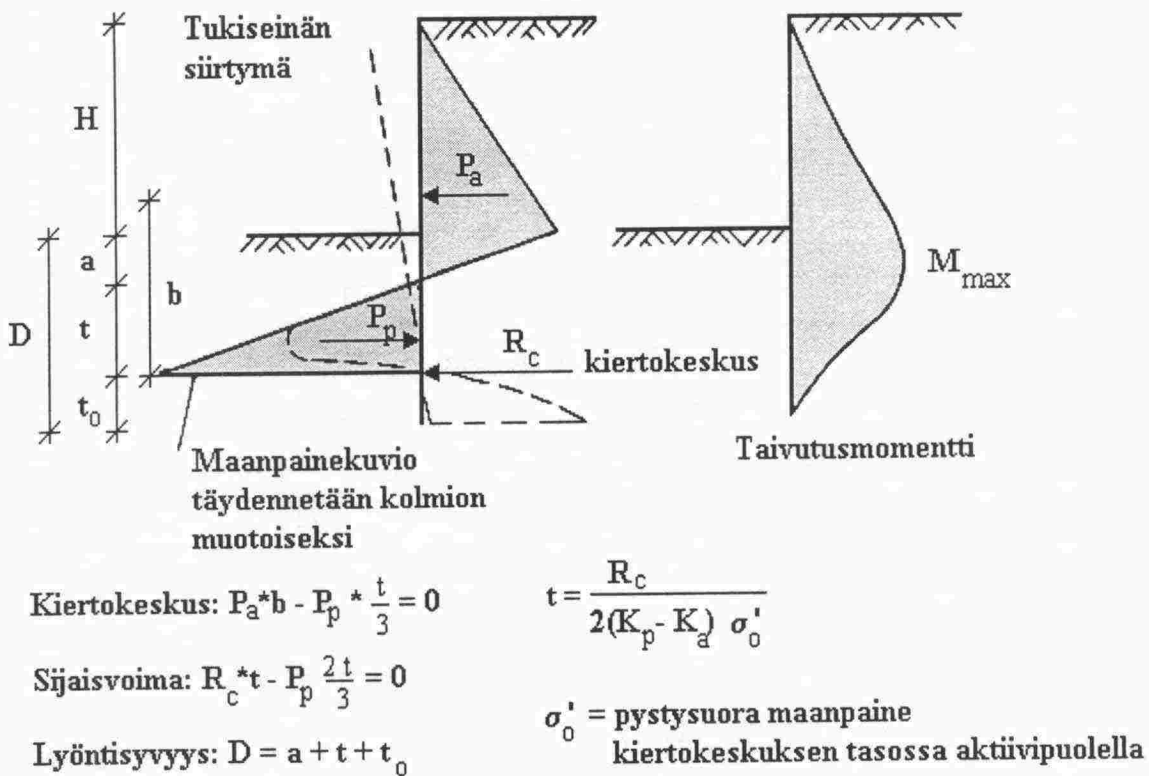
5.3.1 Ullokkeena toimiva tukiseinä

Ulokkeena toimivan tukiseinän vaadittava lyöntisyvyys ratkaistaan momenttiyhtälöllä tukiseinän kiertokeskuksen suhteen. Käytettäessä osavarmuuskertoimia kitkalle ja koheesiolle passiivipaineen momentin M_p on oltava maanpaineita laskettaessa suurempi tai yhtä suuri kuin aktiivipaineen momentti M_a . Jos osavarmuuskertoimia ei ole käytetty, kokonaisvarmuuden täytyy olla $F_d \geq 1,5$ tai 1,8. Kirjallisuudessa ei mainita yksityiskohtaisesti, mihin kokonaisvarmuus laskelmissa sijoitetaan. Yksi vaihtoehto kitkamaalajeissa olevissa kaivannoissa on jakaa tukiseinää pystyssä pitävä passiivipaine kokonaisvarmuudella. Passiivipainetta ei kuitenkaan voi jakaa koheesiomaakerroksessa tällä tavoin, sillä tällöin mitoittavaksi maanpaineeksi saadaan vain kaatava maanpaine (kuva 5.1), joka kasvaa upotussyvyyden lisäämisestä. Todellisuudessa ainakin maan massa pitää tukiseinää pystyssä. Muillakin mitoitusmenetelmillä mitoittava maanpaine voi olla kaatavalla puolella, mutta se ei kasva upotussyvyyden lisäämisestä.



Kuva 5.1. Kokonaisvarmuusmenetelmässä tilanne huononee kaikissa tapauksissa, kun upotussyvyyttä lisätään

Kaivutason alapuolella tukiseinään kohdistuvan maanpaineen laskemiseen käytetään niin sanottua Blumin korvausmenettelyä, jolloin maanpaine karkearakeisessa maassa passiivipainepuolella täydennetään kolmionmuotoiseksi tukiseinän kiertokeskukseen asti kuvan 5.2 mukaisesti. Kiertokeskuksessa oletetaan vaikuttavan sijaisvoiman R_c , joka muodostuu edellä mainitun passiivipaineen täydennyksen suuruudesta vastakkaisuuntaisesta paineesta ja kiertokeskuksen alapuolella vaikuttavasta passiivipaineesta [27].



Kuva 5.2. Ulokkeena toimivan tukiseinän vaadittavan lyöntisyvyyden laskeminen karkearakeisessa maassa /27/

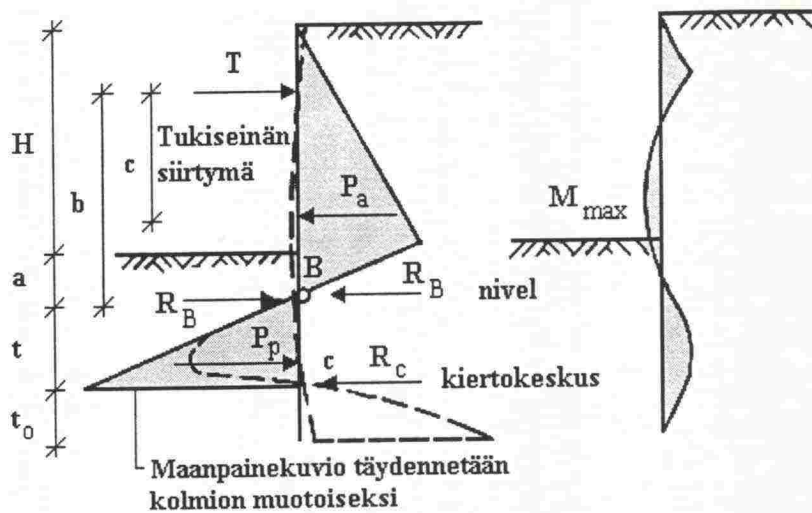
Hienorakeisessa tai eloperäisessä maassa kaivutason alapuolella passiivipaine oletetaan jakautuneeksi suorakaiteen muotoisesti tukiseinän kiertokeskukseen asti.

Mikäli ulokkeena toimiva tukiseinä upotetaan syvemmälle kaivutason alapuoliseen maahan kuin seinän vaakastabiliteetti edellyttää, tällä ei ole vaikutusta tukiseinään kohdistuvaan taivutusmomenttiin eikä seinän vaakasiirtymiin. Tukiseinään kohdistuva taivutusmomentti lasketaan kuten ulokkeella.

Kaikki tukiseinät toimivat ulokkeellisina tukiseiminä ennen tukirakenteiden tekemistä.

5.3.2 Yhdeltä tasolta vapaasti tuettu tukiseinä

Yhdeltä tasolta esijännittämättömillä tuilla tai ankkureilla tuetun, alapäästään vapaasti tuetun tukiseinän vaadittu upotussyvyys lasketaan tukitason suhteen otetun momenttiyhtälön avulla, kuvan 5.3 mukaisesti. Tällöin tukitasossa vaikuttava tukivoima lasketaan passiivipaineresultantin vaikutuspisteen suhteen otetun momenttiyhtälön avulla tai tukiseinän vaakasuuntaisesta tasapainoehdosta.



Ylempi palkki: $\Sigma M_A = R_B \cdot b - P_a \cdot c = 0$

Alempi palkki: $\Sigma M_C = R_B \cdot t - P_p \cdot t/3 = 0$

Sijaisvoima: $R_c = P_p - R_B$

Kiertokeskus: $t_0 = \frac{R_c}{2(K_p - K_a) \sigma'_0}$

Lyöntisyvyys: $D = a + t + t_0$

σ'_0 = Pystysuora maanpaine
kiertokeskuksen tasossa
aktiivipuolella

Kuva 5.4. Yhdeltä tasolta maahan kimmoisesti tuetun tukiseinän lyöntisyvyyden laskeminen karkearakeisessa maassa /27/

Monimutkaisemmissa tapauksissa voidaan maanpaine määrittää graafisesti. Kitkamaa-lajeissa soveltuu käytettäväksi Cullmannin menettelytapa, jossa muutaman eri liukupinnan ja niitä vastaavien maanpainoiden avulla saadaan määritettyä vaarallisin liukupinta ja suurin aktiivimaanpaine Cullmanin käyrän avulla /9/.

Usealta tasolta esijännittämättömillä tuilla tuetun tukiseinän vaadittava upotussyvyys määräytyy kaivannon pohjan stabiliteetin perusteella. Taivutusmomentti lasketaan jatkuvana palkkina.

Yhdeltä tasolta esijännitetyillä ankkureilla tuetun tukiseinän vaadittava upotussyvyys lasketaan kokonaisankkurivoiman määrittämisen jälkeen kuten esijännittämättömän tuen tapauksessa.

Usealta tasolta esijännitetyillä ankkureilla tuetun tukiseinän vaadittava upotussyvyys määräytyy kaivannon pohjan stabiliteetin perusteella. Taivutusmomentti lasketaan jatkuvana palkkina.

5.4 Kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen

Karkearakeiseen maahan pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuvan kaivannon suunnittelussa on laskelmin tarkistettava kaivannon pohjan hydraulisen murtuman vaara. Vesi pyrkii virtaamaan tukiseinän alitse kaivantoon, jos kaivanto pidetään kuivana pumppaamalla. Jos kaivannon pohjassa ylöspäin virtaavan veden maarakeisiin kohdistama nostovoima ylittää rakeiden painovoiman, seurauksena on kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen. Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumista

vastaan voidaan määrittää virtausverkoston perusteella. Hydraulisen murtuman vaara voi esiintyä myös kaivannoissa, joissa kaivutason alapuolelle on jäänyt savikerros karkearakeisen maakerroksen päälle. Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumista vastaan on oltava vähintään 1,5 tasarakeisessa karkeassa siltissä ja hienossa hiekassa sekä vähintään 1,3 suhteutuneessa karkearakeisessa maassa ja hienorakeisessa tai eloperäisessä maassa /16/.

Varmuus kaivannon pohjan hydraulista murtumista vastaan voidaan määrittää hienorakeisessa tai eloperäisessä maassa kaavan 5.1 ja kuvan 5.5 mukaisesti.

$$F = \frac{\gamma H_s + \frac{2(\tau_{fu} L + s_a D)}{B}}{\gamma_w (h_w + H_s)}, \quad (5.1)$$

missä

H_s = kaivannon pohjan etäisyys vettä hyvin johtavan kerroksen yläpintaan

γ = tilavuuspaino

τ_{fu} = leikkauslujuus

L = tukiseinän kärjen etäisyys vettä hyvin johtavan kerroksen yläpintaan

s_a = seinän ja maan välissä vaikuttava adheesio; välittömästi pontin lyönnin

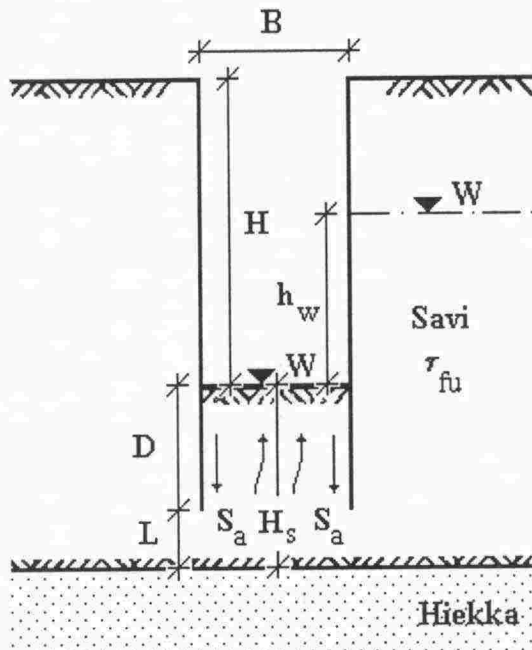
jälkeen $s_a = 0$, muuten $s_a \cong 0,5 \tau_{fu}$

D = tukiseinän kärjen etäisyys kaivannon pohjalle

B = kaivannon leveys

γ_w = tilavuuspaino

h_w = kaivannossa olevan vedenpinnan ja tukiseinän ulkopuolella olevan vedenpinnan korkeusero.

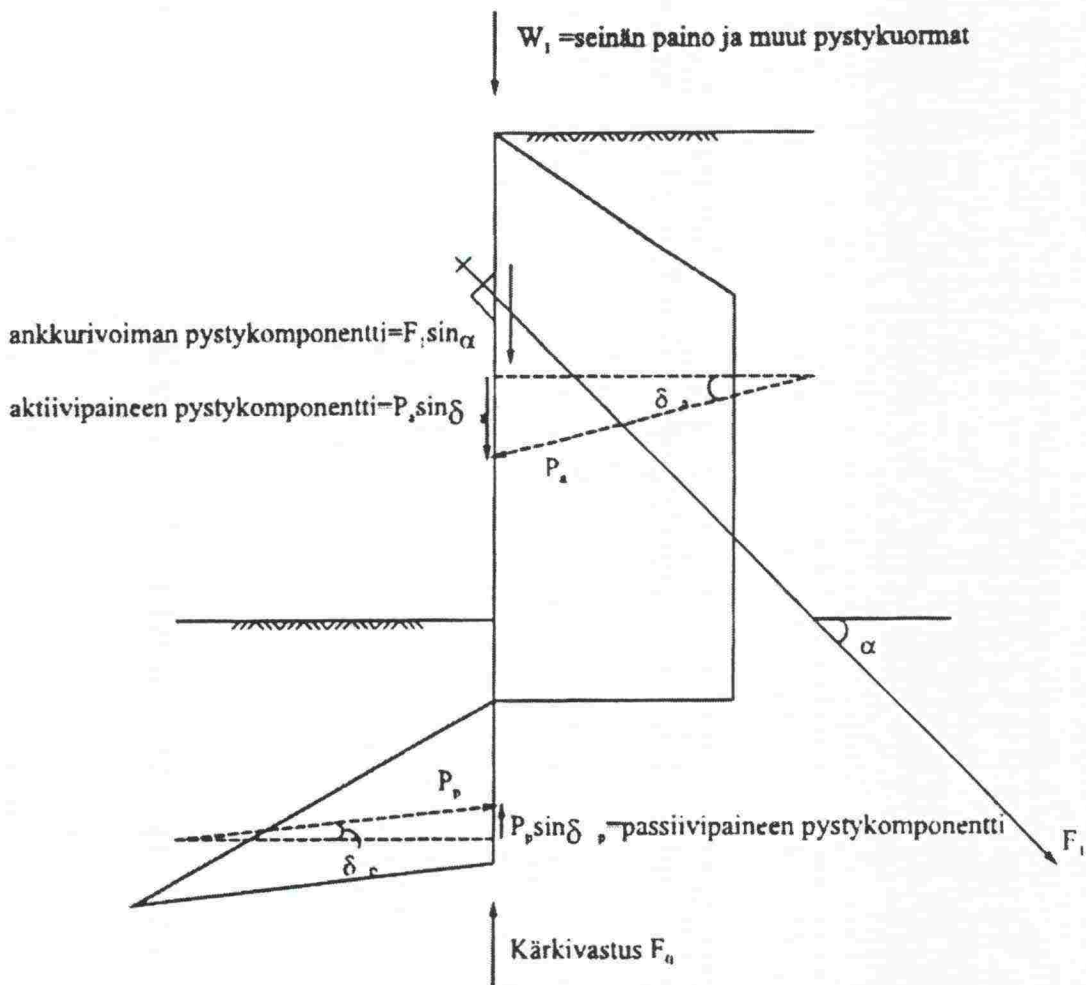


Kuva 5.5. Kaivannon pohjan hydraulinen murtuminen hienorakeisessa tai eloperäisessä maassa /27/

5.5 Tukiseinän pystystabiliteetti

Tukiseinä pyritään upottamaan kovaan pohjaan saakka, jolloin pystystabiliteetti on varmistettu. Jos tukiseinä ei tukeudu kovaan pohjaan, tukiseinän pystystabiliteetti tarkistetaan laskennallisesti ottaen huomioon seinän paino, ankkurivoimien pystykomponentit ja muut seinälle tulevat pystykuormat, seinän ja maan välinen kitka ja adheesio sekä seinän kärkivastus kuvan 5.6 mukaisesti. Ratakaivannoissa tukiseinän pystystabiliteetin tarkistaminen joudutaan tekemään harvoin, sillä tukiseinien ankkuroinnissa käytetään yleensä vaaka-ankkurointia. Tarvittaessa tukiseinän pystystabiliteetti lasketaan kaavasta:

$$P_p \sin \delta_p + F_0 \geq W_1 + P_a \sin \delta_a + F_1 \sin \alpha \quad (5.2)$$



Kuva 5.6. Tukiseinän pystystabiliteettiin vaikuttavat voimat /27/

Seinän kärkivastus F_0 lasketaan seinän kärjen kantavuuden mukaan:

$$F_0 = q_m A = f_D \gamma' D N_D A, \quad (5.3)$$

missä

A = seinän kärjen poikkileikkauspinta-ala [m^2]

q_m = kantavuuden laskenta-arvo [kN/m^2]

γ' = maan tehokas tilavuuspaino tukiseinän kärjen yläpuolella [kN/m^3]

N_D = kantavuuskerroin

D = tukiseinän kärjen etäisyys kaivannon pohjalta [m]

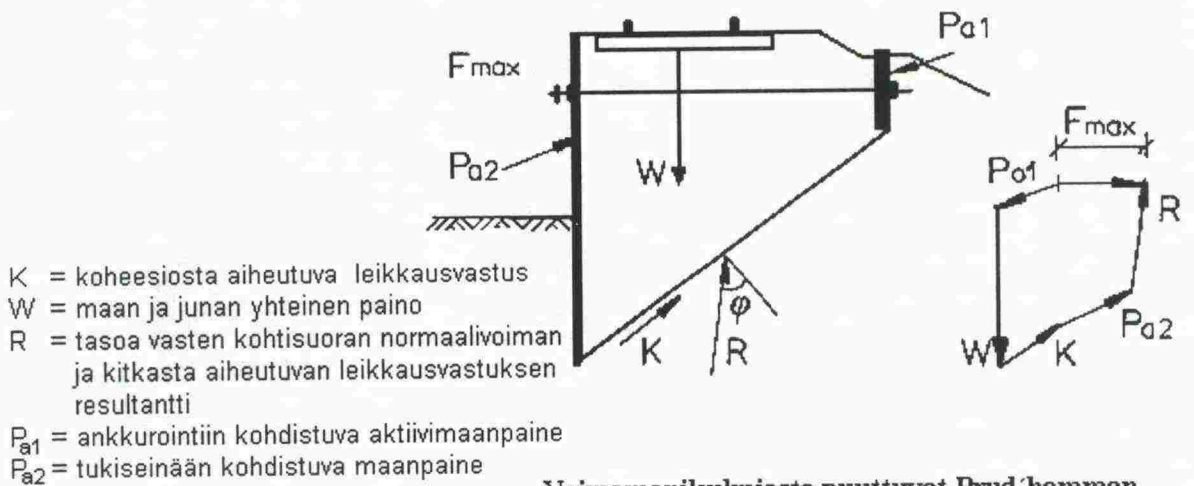
$f_D = 1/(0,15+0,026D)$ huomioi maapohjan murtumisen tukiseinän kärjen tasossa.

Kantavuuskertoimen N_D suuruus riippuu tukiseinän kärjen ja maan välisestä kitkakulmasta sekä maan laadusta. Kantavuuskertoimen määrittäminen tehdään Rakennuskaivanto-ohjeen /27/ mukaisesti. Jos seinä ei tukeudu painumattomiin maakerroksiin, seinän painumat tarkistetaan käyttörajatilassa.

5.6 Tukiseinän ja ankkuroinnin välisen etäisyyden tarkistaminen

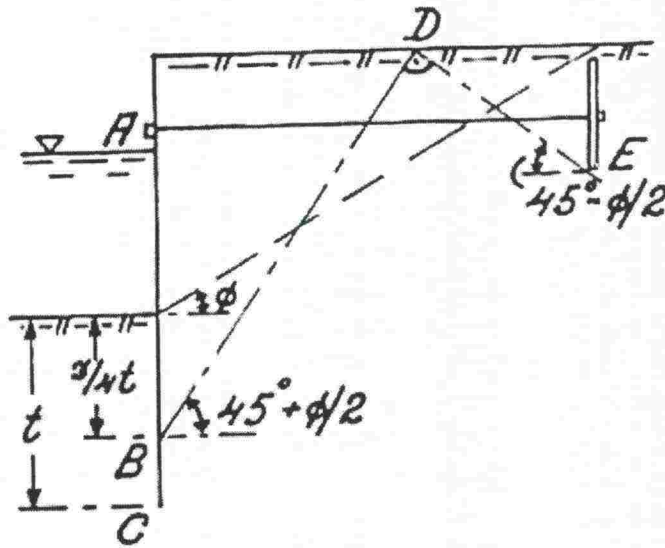
Ankkuroinnin etäisyyden tarkastamisella varmistetaan, etteivät ankkurointirakenteet enää kuormita tukiseinää. Tarkistaminen tehdään kuvan 5.7 mukaisesti voimamonikulmiolla, jolla saadaan suurin mahdollinen ankkurivoima, joka voi vaikuttaa maakiilaan. Mikäli tukiseinän stabiliteetin ylläpitämiseksi vaadittava ankkurivoima on suurempi kuin voimamonikulmiosta saatu suurin mahdollinen ankkurivoima, ankkurit on sijoitettava kauemmaksi tukiseinästä. Toinen vaihtoehto tarkistaa ankkurointirakenteiden oikea sijainti on, että tukiseinästä lähtevä aktiivipaineen liukupinta ja ankkurilaatasta lähtevä passiivipaineen liukupinta eivät leikkaa toisiaan sekä ankkuriponttiprofiilit on sijoitettu maalajin luonnollista luiskaa osoittavan viivan taakse (kuva 5.8). Tämä tarkistustapa soveltuu huonosti ratakaivantokohteisiin, sillä tarkastelu johtaa ankkurointirakenteiden sijoittamiseen liian etäälle tukiseinästä. Lisäksi kuvan 5.8 voimakuvioista puuttuvat Prud'hommen kaavalla saatava vaakakuorma ja päätyvastukset. Todellisuudessa ratakaivantokohteissa, joissa kaivantojen pituudet ovat lyhyitä, päätyvastuksella on merkittävä vaikutus rakenteiden pystyssä pysymiseen.

$$F_{\max}/F \geq F_{\text{lask.}}$$



Voimamonikulmiosta puuttuvat Prud'hommen kaavalla saatava vaakakuorma ja päätyvastukset!

Kuva 5.7. Tukiseinän ja ankkuroinnin välisen etäisyyden tarkistus voimamonikulmiolla /27/

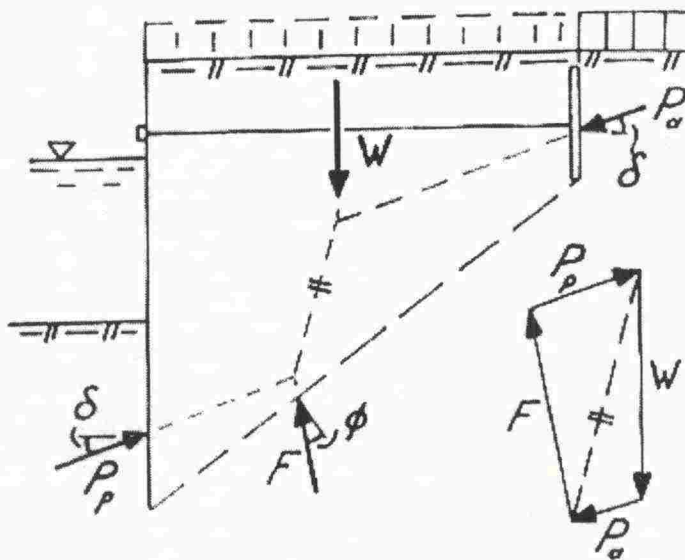


Kuva 5.8. Ankkuroinnin ja tukiseinän välisen etäisyyden tarkistaminen kitkakulmaan perustuen /9/

5.7 Kaivannon kokonaisstabiliteetti

Kaivannon kokonaisstabiliteetti on tarkistettava siten, että tuenta ei voi sortua tukiseinän alitse ja takaa kulkevaa liukupintaa pitkin. Vakavuuslaskelmat tehdään liukupinta-analyysiä käyttäen, jolloin on otettava huomioon kaikki vaarallisimman liukupinnan sisäpuolella vaikuttavat kuormitukset ja maan leikkauslujuutta heikentävät tekijät. Kokonaisstabiliteetin yhteydessä voidaan ankkuriponttiprofiilien sijoitus tarkistaa tukiseinän alapäätä ja ankkurointirakenteen alareunaa yhdistävän liukupinnan analyysin perusteella (kuva 5.9).

Kokonaisstabiliteettia voidaan parantaa lisäämällä seinän upotussyvyyttä ja pidentämällä ankkureita.



Kuva 5.9. Ankkurilaatan ja tukiseinän välisen etäisyyden tarkistaminen ulkoisen stabiliteetin kannalta /9/

5.8 Tukirakenteiden mitoitus

5.8.1 Tukiseinän momentti- ja leikkausvoimakapasiteetti

Maanpaineen suuruuden ja jakaantumisen määrittämisen jälkeen tukirakenteen mitoitus on kimmoisalla alustalla olevan jatkuvan palkin tarkastelua.

Leikkausvoiman nollakohdissa taivutusmomentin mitoitusarvon M_{Sd} tulee jokaisessa poikkileikkauksessa täyttää ehto:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (5.4)$$

$M_{c,Rd}$ on poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan seuraavasti:

$$M_{c,Rd} = W f_y / \gamma_M \quad (5.5)$$

Poikkileikkausluokasta riippuen taivutusvastuksen W arvona käytetään plastisoituneen poikkileikkauksen taivutusvastusta W_{pl} , kimmoista taivutusvastusta W_{el} tai tehollista taivutusvastusta W_{eff} lähdeostosten /3/ ja /4/ mukaisesti.

Leikkausvoiman mitoitusarvon V_{Sd} tulee kaikissa poikkileikkauksissa täyttää ehto:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (5.6)$$

$V_{pl,Rd}$ on plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan seuraavasti:

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} \quad (5.7)$$

Leikkauspinta-ala lasketaan lähteissä /3/ ja /4/ esitetyllä tavalla. Leikkausvoiman ylittäessä puolet plastisesta leikkauskestävyydestä sen vaikutus plastisuusteorian mukaiseen momenttikestävyyteen huomioidaan.

Leikkausvoiman johdosta taivutuskestävyys on määritettävä ottaen huomioon kahden profiilin välisen ponttilukon mahdollinen luistaminen lähdeteoksen ENV 1993 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Piling. 5.2 Sheet Piling /4/ mukaisesti.

Ponttilukon oletetaan luistavan ellei jotakin seuraavista ehdoista ole täytetty:

- Ponttilukot on hitsattu tai puristettu.
- Maan ja profiilin välille voi kehittyä riittävä kitkavoima, joka estää luistamisen. Ponttilukon väliin voi mennä savea tai liejua, jolloin lukko luistaa varmemmin. Riittävä kitkavoima voi kehittyä, jos ponttilukkoon pääsee hiekkaa. Tällöin teräsponttiprofiilien ylös nostaminen voi olla työlästä.
- Profiilit on kiinnitetty toisiinsa esimerkiksi betonipalkilla tai ankkuritasolta ankkuripalkilla.

Yhdistettyjä poikkileikkauksia voidaan pitää staattiselta toiminnaltaan yhtenäisinä vain, mikäli ponttilukko kykenee välittämään siihen kohdistuvan leikkausvoiman.

Yleensä teräsponttiprofiileiden suurimmat taivutusvastukset ilmoitetaan kirjallisuudessa. Niitä joudutaan redusomaan pienemmiksi, jos ponttilukot luistavat. Mikäli kirjallisuudessa ei ilmoiteta teräsponttiprofiilien redusoituja taivutusvastuksia, voidaan teräsponttiprofiilien taivutusvastuksia redusoida seuraavasti:

- Savimaassa, jos ponttilukon väliin pääsee savea tai liejua, teräsponttiprofiilin maksimitaivutusvastus jaetaan 1,5:llä.
- Ponttiin upottamattoman teräsponttiprofiilin maksimitaivutusvastus jaetaan 2:lla.

5.8.2 Ankkurit, tuet, ankkuripalkit ja kalliotapit

Kaivantorakenteissa käytettävät teräkset täyttävät ENV 1993 Eurocode 3: Design of steel structures, Annex A.3 Properties of materials and cross-sections /4/ mukaiset ominaisuudet, jotka ovat samat kuin teoksessa RIL 173-1997 Teräsrakenteet /29/ esitetyt vaatimukset.

Siirtymien pienentämiseksi ankkurit voidaan esijännittää tiettyyn alkukiristysvoimaan, joka on noin 60–100 % mitoituskuormasta /27/. Maa- tai kalliokontaktin varmistamiseksi ankkurit koevedetään voimalla, jonka suuruus on $1,5 \times F_{lask}$ työnaikaisissa tukiseinissä, kun mitoittava ankkurivoima F_{lask} on laskettu maaparametrien ja kuormien ominaisarvoilla /27/. Osavarmuusmenetelmässä koevetovoima on $1,3 \times F_{lask}$ /27/. Teräs-jännitys ei saa tällöin ylittää arvoa $0,95 \times \sigma_{sall}$, eikä jättöjännitys saa olla suurempi kuin $0,7 \times \sigma_{murto}$ /27/.

ENV 1993 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 6: Anchors, waling, bracing and connections /4/ mukaan ankkurivoima $F_{t,rd}$ ei saa ylittää arvoja $F_{t,rd}$ ja $F_{tg,Rd}$. $F_{t,rd}$ on vaijeriankkurin vetokestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan seuraavasti:

$$F_{t,rd} = [0,80] \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{Mb}}, \quad (5.8)$$

missä

A_s = ankkurin vetojännityspinta-ala

f_{ua} = ankkuriteräksen myötöraja

$\gamma_{Mb} = 1,25$.

Laskenta edellyttää ehjiä materiaaleja eli vaijerissa ei saa olla ”purkaumia” tai muita vaurioita, jotka vaikuttavat ankkurin vetojännityspinta-alaan.

$F_{tg,Rd}$ on suoran ankkuritangon vetokestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan seuraavasti:

$$F_{tg,Rd} = A_g f_y / \gamma_{MO}, \quad (5.9)$$

missä

A_g = ankkurin poikkileikkauspinta-ala.

Ankkuroinnin pään ja aluslevyn leikkauskestävyyden $B_{p,Rd}$ on oltava suurempi kuin ankkuritangon vetokestävyyden $F_{tg,Rd}$. Leikkauskestävyyden mitoitusarvo $B_{p,Rd}$ lasketaan seuraavasti:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb}, \quad (5.10)$$

missä

t_p = aluslevyn paksuus

d_m = mutterin sisähalkaisijan tai ankkurin pään halkaisijan mitta (pienempi valitaan).

Ankkuroinnin mitoitusta erilaisin pulttiliitoksien tukiseinässä ja ankkuripalkissa käsitellään lähteessä ENV 1993 Eurocode 3: Design of steel structures, Part 6: Anchors, waling, bracing and connections /4/. Maa- ja kallioankkureita käsitteleviä eurooppalaisia esistandardeja ja standardiehdotuksia ovat ENV 1993 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Piling. Annex D: Ground anchors /4/ ja prEN 1537: Execution of special geotechnical works-Ground anchors /5/.

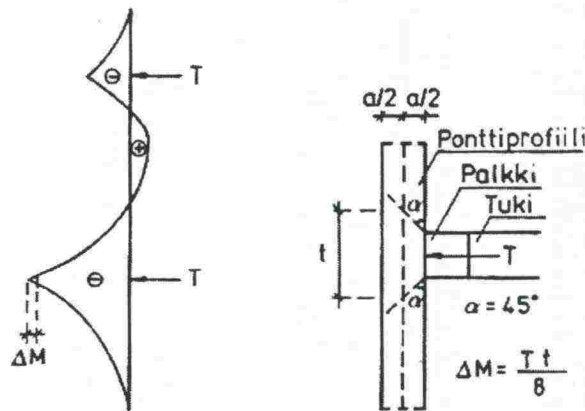
Ratakaivannoissa tukiseinän ankkuroinnissa käytetään tavallisimmin esijännittämättömiä ankkureita, jotka ovat harjateräksestä, terästangoista tai teräspalkeista. Ankkurit liitetään tukirakenteisiin tavallisimmin hitsiliitoksella.

Sisäpuoliset tuet ovat yleensä puristussauvoja, jotka tukeutuvat kaivannon vastakkaiseen seinään tai vinosti kaivannon pohjalle /27/. Puristussauvan mitoituksessa on huomioitava tukivoiman epäkeskisyys ja sauvan päälle puoleen väliin sauvan pituutta tuleva pistekuormitus, joksi otaksutaan vähintään 1,5 kN /27/. Tukivoiman epä-

keskisyydeksi oletetaan vähintään neljäsosaa tukiprofiilin pienemmästä sivumitasta (läpimitasta) /27/.

Ankkuripalkit on suositeltavaa mitoittaa lyhyissä kaivannoissa jatkuvana palkkina, mutta usein joudutaan tekemään jatkoksia. Tällöin momenttijäykän jatkoksen rakentaminen on kuitenkin kustannuksiltaan ja teknisesti epäedullista, joten leikkausta kestävä jatkoksen suunnittelu ja mitoittaminen ankkurin viereen on paras mahdollinen vaihtoehto. Ankkuripalkkia mitoittaessa on huomioitava vinojen sisäpuolisten tukien aiheuttama vino taivutus. Tuen leveys huomioidaan yleensä palkin tukimomenttia laskettaessa kaavan 5.11 ja kuvan 5.10 mukaisesti.

$$M = M_{mit} - T t / 8 \quad (5.11)$$



Kuva 5.10. Tukimomentin redusointi /27/

Ankkuripalkin mitoituksessa on laskettava myös palkin taipuma käyttörajatilassa, jolloin vaaka- ja pystysiirtymiä pystytään arvioimaan. Käytännössä tämä tarkoittaa, että monen metrin ankkurointiväliä ei voida käyttää liian suurien taipumien takia.

Rakennuskaivanto-ohjeessa kalliotapit mitoitetaan tukiseinän alapäässä vaikuttavalle leikkausvoimalle kokonaisvarmuuden ollessa viisi. Suositeltavampi mitoistustapa on mitoittaminen momentille lähdeoksen /21/ esittämällä tavalla (kaavat 5.12 – 5.16 ja kuva 5.11).

Lähdeoksen /21/ mukaan kalliotapille tuleva kuormitus N_{sd} lasketaan seuraavasti:

$$N_{sd} = q c, \quad (5.12)$$

missä

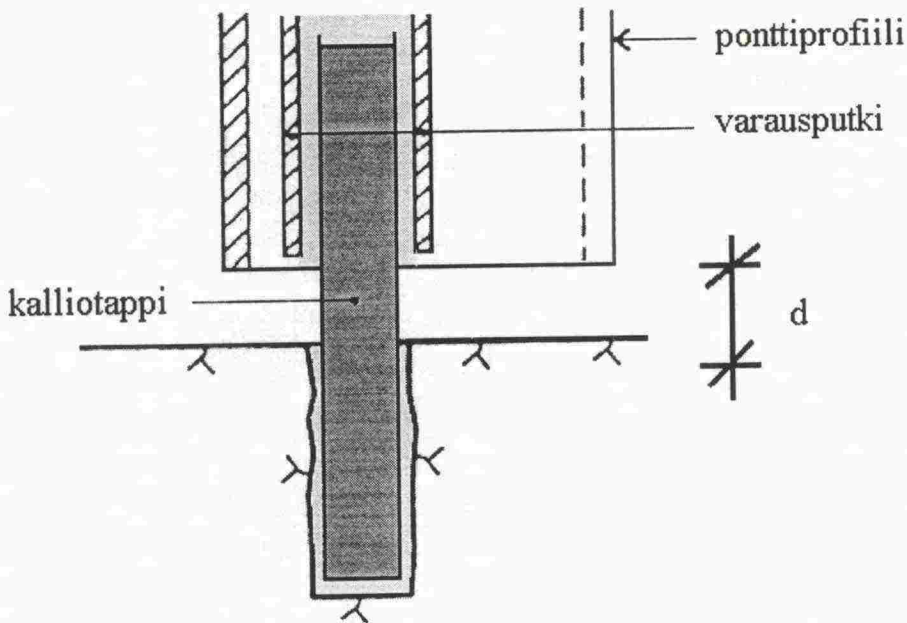
q = vaakakuorma pontin kärjen tasossa ja
 c = kalliotappien etäisyys toisistaan.

Tapin mitoittava momentti M_{sd} lasketaan seuraavasti:

$$M_{sd} = N_{sd} d, \quad (5.13)$$

missä

d = ponttiseinän kärjen etäisyys kalliosta + 60 mm (kuva 5.11).



Kuva 5.11. Kalliotapin mitoituksessa käytettävän etäisyyden määrittäminen [21]

Jos kalliotappi on asennettu asennusputken kautta juottaen, arvona d voidaan käyttää:

$$d = (\text{ponttiprofiilin etäisyys kalliosta} + 60 \text{ mm}) \times 0,5.$$

Kalliokärjen mitoittavan momentin tulee täyttää ehto:

$$M_{Rd} \leq M_{Sd} \quad (5.14)$$

missä

$$M_{Rd} = \eta W f_{yd} \quad (5.15)$$

ja
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_n \gamma_m}, \quad (5.16)$$

missä

f_{yk} = kalliotapin ominaislujuus

γ_n = varmuuskerroin, joka riippuu varmuusluokasta (ratakaivannoissa 1,2)

γ_m = varmuuskerroin 1,6 – 2,0 (ratakaivannoissa 2,0)

η = taipuman varmuuskerroin (ratakaivannoissa 1,7).

Betonivaluna rakennettava juuripalkki mitoitetaan jatkuvana palkkina pontin kärjessä vaikuttavalle vaakakuormalle.

Ratakaivantokohteissa käytetään myös kuvan 3.3 mukaista kalliotappirakennetta. Tällöin harjaterästanko mitoitetaan leikkaukselle. Teräksen osavarmuutena γ_s käytetään 1,2. Käytännössä harjateräs on vedolla ja leikkauksella. Tangon ankkuroinnin injektointi mitoitetaan vedolle. Tällainen ankkurointi toimii samalla kalliovahvisteena. Tavallisesti juotospituus on muutaman metrin, mutta tappi on kuitenkin aina juotettava vähintään puoli metriä ehjään kallioon. Harjateräksestä rakennetut kalliotapit

asennetaan tavallisesti joka toiseen teräsponsnttiin varmistamaan seinän pysyminen paikoillaan. Todelliset vaakasiirtymät tällaisella kalliotappirakenteella ovat 10–30 mm tukiseinän alapäässä. Rakenteen etuna on nopea ja taloudellinen rakentaminen.

5.9 Siirtymätarkastelut

Kaivantotöiden aiheuttamien siirtymien ennakointi suunnitteluvaiheessa on vaikeaa. Parhaiten siirtymätilan analysointiin pystytään, jos pohjasuhteet määritetään riittävän tarkasti ja maakerrosten ominaisuudet selvitetään laboratoriokokein. Tämän jälkeen mitoitus tehdään ammattitaidolla FEM-menetelmällä, jossa on mukana maakerrosten ja tukirakenteen jännitys-muodonmuutosominaisuudet. Kuitenkin edellinen menettely antaa kaikesta huolimatta epävarmoja tuloksia.

Ratakaivannoissa siirtymätilojen tarkkoja analysointeja ei tehdä, sillä tarkkojen analysointien tekeminen on taloudellisesti liian kallista ja kaivannot suunnitellaan tarpeeksi suurella varmuudella sortumista vastaan, jolloin rakenteiden liikkeet ovat pieniä. Tämä ei tarkoita siirtymätarkastelujen puuttumista ratakaivantosuunnitelmista. Tukiseinän siirtymiä on arvioitava laskemalla ankkurien venymät ja palkkien taipumat. Lisäksi on likimääräisesti arvioitava maanpaineiden mobilisoitumisen aiheuttamat siirtymät kaivannon syvyyden, pohjasuhteiden ja työvaiheiden perusteella.

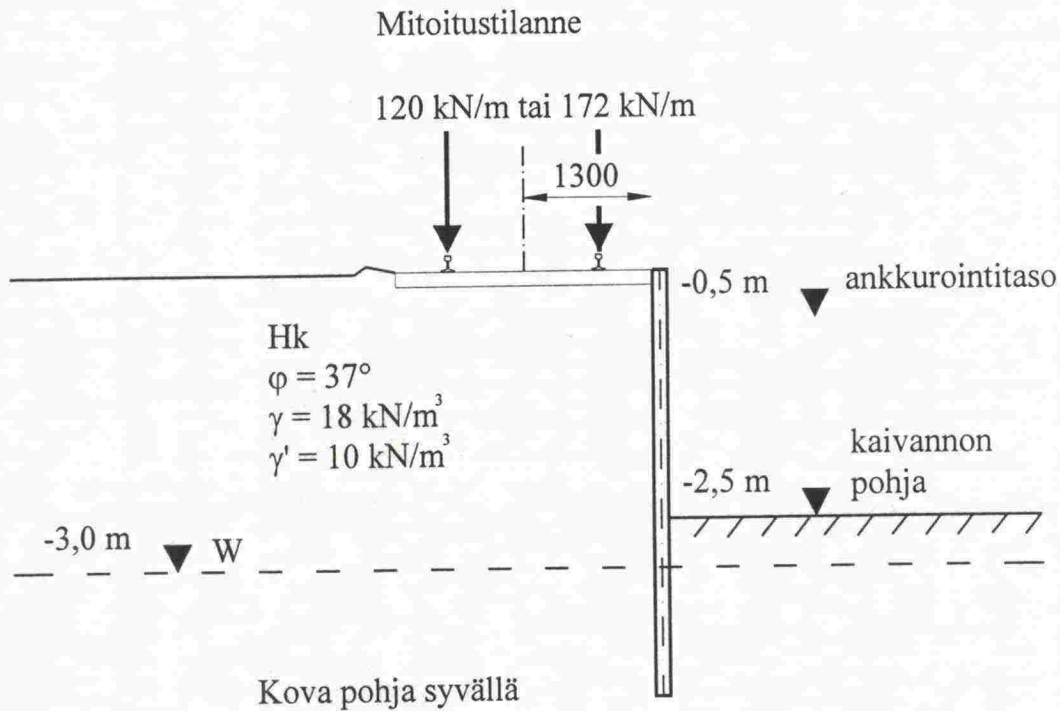
Syntyviin siirtymiin voidaan suunnitteluvaiheessa vaikuttaa seuraavien tekijöiden avulla:

- oikean työtavan ja tukiseinätyypin valinta vallitseviin pohjasuhteisiin
- työvaiheiden huolellinen valinta
- ankkureiden oikea esijännittäminen
- huolella tehty työselitys ja työjärjestys, jossa annetaan tarkat ohjeet esimerkiksi kaivannon pohjalla tehtävistä pohjarakennustoimenpiteistä kaivuvaiheineen, kaivu- maiden läjityksistä ja pohjavedenpinnan alentamisesta.

5.10 Mitoitusvertailu

5.10.1 Ratakaivanto hiekkamaassa

Mitoitustilanteeksi valittiin tyypillisin ratakaivantokohde, jossa teräsponsnttiprofiilit joudutaan rakentamaan suoraan kiinni ratapölkkyyn, jolloin raideliikenteen aiheuttamat vaakakuormitukset siirtyvät suoraan kaivantorakenteelle. Ankkurointitasoksi valittiin Kv-0,5 metriä ja kaivannon syvyys oli Kv-2,5 metriä. Kuvassa 5.12 on esitetty kaavio-kuva mitoitustilanteesta ja mitoitusparametrit.



Kuva 5.12. Ratakaivannon mitoitustilanne hiekkamaassa

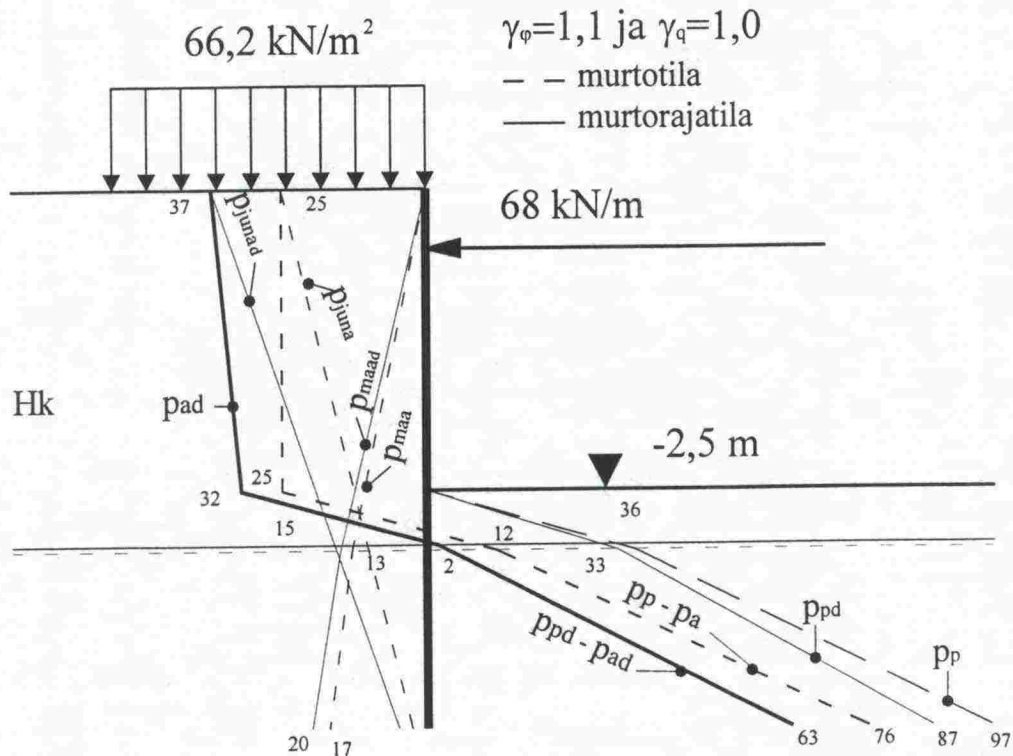
Mitoitus tehtiin nykyisellä suunnittelukuormalla 120 kN/m, LM71-kuormakaavion mukaisella kuormalla 172 kN/m ja murtotilan kuormalla 133 kN/m. Kuorma 133 kN/m saatiin jakamalla LM71-kuormakaavion junakuorma 1,3. Toisaalta samaan kuormaan päästään jakamalla 200 kN akselikuorma 1,5 metrin välille. Nykyään ratakaivantoja kuormittavat eniten junat, joiden akselikuormat ovat noin 200 kN ja akselien välit lyhimmillään 1,5 m.

Käytettävät osavarmuudet ja kokonaisvarmuudet ilmenevät taulukosta 5.3. Pontti-profilina käytetyn teräksen lyhytaikainen myötölujuus on 169 N/mm^2 ja ankkureina käytetyn harjateräksen myötölujuus 500 N/mm^2 .

Taulukko 5.3. Mitoituksessa käytetyt osa- ja kokonaisvarmuudet hiekkamaassa

Mitoitus- menetelmä	Kuorma [kN/m]	Kuorman osavarmuus	Kitkakulman tai osavarmuus	Teräksen osavarmuus (ponttiprofiili)	Teräksen osavarmuus (ankkuri)
Ilman tärinää					
F=1,0 = murtotila	120	1,0	1,0	Lyhytaikainen myötölujuus	Myötölujuus jaettu 1,3
F = 1,5 (Pp/F)	120	Passiivipaine jaettu 1,5		Lyhytaikainen myötölujuus	Myötölujuus jaettu 1,3
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,3$	120	Kuorma kerrottu 1,3	Kitkakulman tangentti jaettuna 1,1	Myötölujuus jaettu 1,1 tai 1,2	Myötölujuus jaettu 1,1 tai 1,2
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %. Lasketaan samoilla osavarmuuksilla kuin ilman tärinääkin.					
Ilman vaakasäysvoimaa					
F=1,0 = murtotila	172	1,0	1,0	Lyhytaikainen myötölujuus	Myötölujuus jaettu 1,3
F = 1,5 (Pp/F)	172	Passiivipaine jaettu 1,5		Lyhytaikainen myötölujuus	Myötölujuus jaettu 1,3
F = 1,8 (Pp/F)	172	Passiivipaine jaettu 1,8		Lyhytaikainen myötölujuus	Myötölujuus jaettu 1,3
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	1,0	Kitkakulman tangentti jaettuna 1,1	Myötölujuus jaettu 1,1 tai 1,2	Myötölujuus jaettu 1,1 tai 1,2
$\gamma_\phi = 1,2$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	1,0	Kitkakulman tangentti jaettuna 1,2	Myötölujuus jaettu 1,1 tai 1,2	Myötölujuus jaettu 1,1 tai 1,2
Ankkurivoimaan lisätään Prud'homme'n kaavalla; saatava vaakavoima $85/3 = 28,3$ [kN/m]. Lasketaan samoilla osavarmuuksilla kuin ilman vaakasäysvoimaakin.					
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten					
F=1,0 = murtotila	133	172 / 1,3 kN/m	1,0	Lyhytaikainen myötölujuus	1,0

Mitoittaminen aloitettiin laskemalla ensimmäiseksi maan omasta massasta aiheutuva maanpaine ja junakuormasta aiheutuva maanpaine. Raiteen puolella vaikuttaa tukiseinää kaatava aktiivipaine ja kaivannon puolella tukiseinää pystyssä pitävä passiivipaine. Raideliikenteen aiheuttaman maanpaineen oletettiin jakautuvan tukiseinälle kuvan 4.7 mukaisesti. Kuvassa 5.13 on esitetty maanpaineiden jakautuminen ja ankkurivoima junakuorman ollessa 172 kN/m ja osavarmuuksien ollessa $\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,0$.



Kuva 5.13. Maanpaineiden jakautuminen ja ankkurivoima kuormituksen ollessa 172 kN/m hiekkamaassa

Tukiseinän tarvittava upotussyvyys laskettiin tukitason suhteen otetun momenttiyhtälön avulla kuvan 5.3 mukaisesti. Tämän jälkeen laskettiin ankkurivoima, joka saatiin voimatasapainon avulla, sillä tukiseinän molemmilla puolilla vaikuttavien voimien summan on oltava nolla. Lopuksi laskettiin suurin momentti, joka vaikuttaa leikkausvoiman nollakohdassa. Mitoituksessa saadut upotussyvyudet, ankkurivoimat ja momentit ovat esitetty taulukossa 5.4.

Taulukko 5.4. Hiekkamaassa olevan ratakaivannon mitoituksessa saadut upotussyvyyydet, ankkurivoimat ja momentit

Hiekka				
	Kuorma [kN/m]	Upotussyvyys [m]	Ankkurivoima [kN/m]	Momentti [kNm/m]
Ilman tärinää				
F=1,0 =murtotila	120	3,68	45	22
F = 1,5 (Pp/F)	120	4,05	46	22
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,3$	120	3,98	62	30
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %				
F=1,0 = murtotila	120	3,99	49	26
F = 1,5 (Pp/F)	120	4,43	51	29
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,3$	120	4,34	65	32
Ilman tärinää				
F=1,0 = murtotila	172	3,97	59	27
F = 1,5 (Pp/F)	172	4,29	62	31
F = 1,8 (Pp/F)	172	4,61	64	35
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	4,03	68	33
$\gamma_\phi = 1,2$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	4,33	78	41
Vaakasysäys huomioon ottaen; ankkurivoimaan lisätään Prud'homme'n kaavalla saatava vaakavoima $85/3 = 28,3$ [kN/jm]				
F=1,0 = murtotila	172	3,97	87	27
F = 1,5 (Pp/F)	172	4,29	90	31
F = 1,8 (Pp/F)	172	4,61	92	35
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	4,03	96	33
$\gamma_\phi = 1,2$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	4,33	106	41
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten				
F = 1,0	133	3,79	67	18

Tuloksista voidaan huomata, että kaikilla mitoitusmenetelmillä saadaan samaa suuruusluokkaa olevia tuloksia ja upotussyvyyttä lisäämällä saadaan helposti lisää varmuutta kaivannon pystyssä pysymisen suhteen. Toisaalta upotussyvyyden jäädessä muutaman senttimetrin liian pieneksi menetetään varmuus hyvin nopeasti. Siksi vaadittava upotussyvyys tulisi pyöristää aina seuraavaan syvempään puoleen metriin, jolloin varmuus kasvaa.

Ankkuritangot mitoitettiin ankkurivoimien avulla. Käytettävät osavarmuuskertoimet selviävät taulukosta 5.3. Esimerkiksi tapauksessa, jossa mitoitus tehtiin 172 kN/m, F = 1,0, vaakakuorma huomioon ottaen Prud'homme'n kaavalla saatavalla kuormalla, saadaan vaadittavaksi ankkuritangon pinta-alaksi $(59\,000 + 28\,300)/(500/1,3) = 227\text{ m}^2/\text{m}$. Teräksen osavarmuuskertoimen 1,3 saadaan koevetovoiman varmuudesta. Osavarmuuslaskennoissa ankkurivoimat jaettiin harjateräksen myötölujuudella (500 N/mm^2), joka jaetaan laskennoissa kulloinkin käytettävällä varmuuskertoimella. Esimerkiksi kuvan 5.13 mukaisessa mitoituksessa vaadittavaksi ankkuritangon pinta-alaksi saadaan $68\,000/(500/1,1) = 150\text{ mm}^2/\text{m}$. Ankkuritankoväliksi valitaan ratakaivantokohteissa tavallisesti 3 m, jolloin ankkuritangon pinta-alaksi saadaan $150\text{ mm}^2 \cdot 3 = 450\text{ mm}^2$. Taulukossa 5.5 on esitetty laskentojen tulokset ankkuritangoista.

Taulukko 5.5. Hiekkamaassa olevan ratakaivannon mitoituksessa saadut vaadittavat ankkuritankojen pinta-alat

Hiekka					
	Kuorma [kN/m]	Ankkuritanko A _{vaad.} [mm ² /m]	Ankkuritanko A _{vaad.} [mm ² /m] γ _s = 1,1	Ankkuritanko A _{vaad.} [mm ² /m] γ _s = 1,2	Ankkuritanko A _{vaad.} [mm ² /3m]
Ilman tärinää					
F=1,0	120	117			351
F = 1,5 (Pp/F)	120	120			360
γ _φ = 1,1 ja γ _q = 1,3	120		136	149	408 / 447
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %					
F=1,0	120	127			382
F = 1,5 (Pp/F)	120	133			399
γ _φ = 1,1 ja γ _q = 1,3	120		143	156	429 / 468
Ilman tärinää					
F=1,0	172	153			459
F = 1,5 (Pp/F)	172	161			483
F = 1,8 (Pp/F)	172	166			498
γ _φ = 1,1 ja γ _q = 1,0	172		150	163	450 / 489
γ _φ = 1,2 ja γ _q = 1,0	172		172	187	516 / 561
Vaakasysäys huomioon ottaen; ankkurivoimaan lisätään Prud'homme'n kaavalla saatava vaakavoima 85/3 = 28,3 [kN/m]					
F=1,0	172	227			681
F = 1,5 (Pp/F)	172	235			705
F = 1,8 (Pp/F)	172	240			720
γ _φ = 1,1 ja γ _q = 1,0	172		212	231	636 / 693
γ _φ = 1,2 ja γ _q = 1,0	172		234	255	702 / 765
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten					
F = 1,0	133	134			402

Ankkuritankojen laskentatuloksista nähdään, että nykyisin käytettävä 120 kN/m juna-kuorma antaa liian pienen ankkurivoiman. Tämä voi selittää osin huolimattoman rakentamisen kanssa nykyisin hiekkamaassa olevien ratakaivantojen liian suuret siirtymät ja raiteen painumat. Lisäksi nähdään, että junakuorman nostaminen 120 kN:sta/m 172 kN:iin/m edellyttää vain ankkuritankoina käytettävien harjateräksien halkaisijoiden paksuntamista 25 mm:stä ($A = 491 \text{ mm}^2$) 32 mm:iin ($A = 804 \text{ mm}^2$) tai 32 mm:stä $2 \times 25 \text{ mm}$:iin eli rakentamiskustannukset nousevat vain harjateräksen massan ja niiden asentamisen osalta. Ankkurivoiman nouseminen aiheuttaa myös ankkurointirakenteiden vahventamista, mutta kustannusvaikutukset ovat pieniä, sillä yhden ponttiprofiilin ankkurirakenteeseen ei päästä useinkaan vaan ankkurointirakenteeseen on useimmiten lyötävä vähintään kolme ponttiprofiilia maahan.

Momentin avulla mitoitettiin ratakaivannossa käytettävien teräsponttiprofiilien taivutusvastus. Käytettävät osavarmuuskertoimet selviävät taulukosta 5.3. Esimerkiksi tapauksessa, jossa mitoitus tehtiin 172 kN/m, F=1,0, vaakakuorma huomioon ottaen Prud'homme'n kaavalla saatavalla kuormalla, saatiin taivutusvastukseksi $27/0,169 = 160 \text{ m}^3/\text{m}$. Taulukossa 5.6 on esitetty laskentojen tulokset teräsponttiprofiilien taivutusvastuksista.

Taulukko 5.6. Hiekkamaassa olevan ratakaivannon mitoituksessa saadut teräspontti-profiilin taivutusvastukset

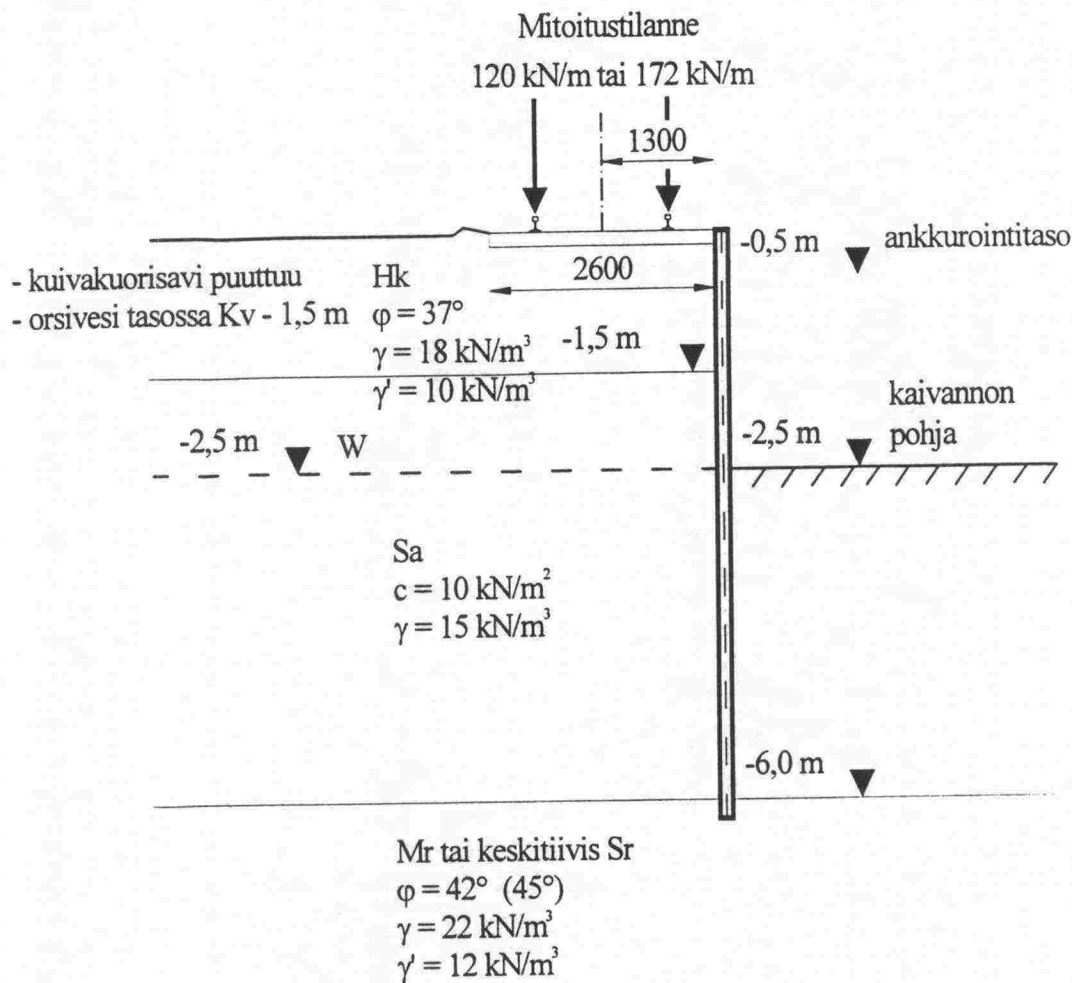
Hiekka				
	Kuorma [kN/m]	Teräspontti-profiili $W_{vaad.}$ [cm ³ /m]	Teräspontti-profiili $W_{vaad.}$ [cm ³ /m] $f_y = 235$	Teräspontti-profiili $W_{vaad.}$ [cm ³ /m] $f_y = 270$
Ilman tärinää				
F=1,0	120	130		
F = 1,5 (Pp/F)	120	130		
$\gamma_\varphi = 1,1, \gamma_q = 1,3$ ja $\gamma_s = 1,1$	120		140	122
$\gamma_\varphi = 1,2, \gamma_q = 1,3$ ja $\gamma_s = 1,2$	120		153	133
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %				
F=1,0	120	154		
F = 1,5 (Pp/F)	120	172		
$\gamma_\varphi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,3$	120		150	130
Ilman tärinää				
F=1,0	172	160		
F = 1,5 (Pp/F)	172	183		
F = 1,8 (Pp/F)	172	207		
$\gamma_\varphi = 1,1, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,1$	172		154	134
$\gamma_\varphi = 1,2, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,2$	172		169	147
$\gamma_\varphi = 1,2, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,1$	172		192	167
$\gamma_\varphi = 1,2, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,2$	172		209	182
Vaakasysäys huomioon ottaen; ankkurivoimaan lisätään Prud'homme'n kaavalla saatava vaakavoima $85/3 = 28,3$ [kN/m]				
F=1,0	172	160		
F = 1,5 (Pp/F)	172	183		
F = 1,8 (Pp/F)	172	207		
$\gamma_\varphi = 1,1, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,1$	172		154	134
$\gamma_\varphi = 1,1, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,2$	172		169	147
$\gamma_\varphi = 1,2, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,1$	172		192	167
$\gamma_\varphi = 1,2, \gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_s = 1,2$	172		209	182
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten				
F = 1,0	133	107		

Taulukon 5.6 mitoistuloksista nähdään, että momentti ei mitoitaa käytettävää teräsponttiprofiilia vaan upotustilanne, koska ratarakenteesta päästään yleensä lävitse käytännössä vain yli 1000 cm³/m taivutusvastuksen omaavilla ponttiprofiileilla. Kaikilla mitoituksilla päädytään näin ollen samaan teräsponttiprofiiliin.

5.10.2 Ratakaivanto savimaassa

Mitoitustilanteeksi valittiin samanlainen tapaus kuin hiekkamaassakin eli teräspontti-profiilit upotetaan suoraan ratapölkkyihin kiinni.

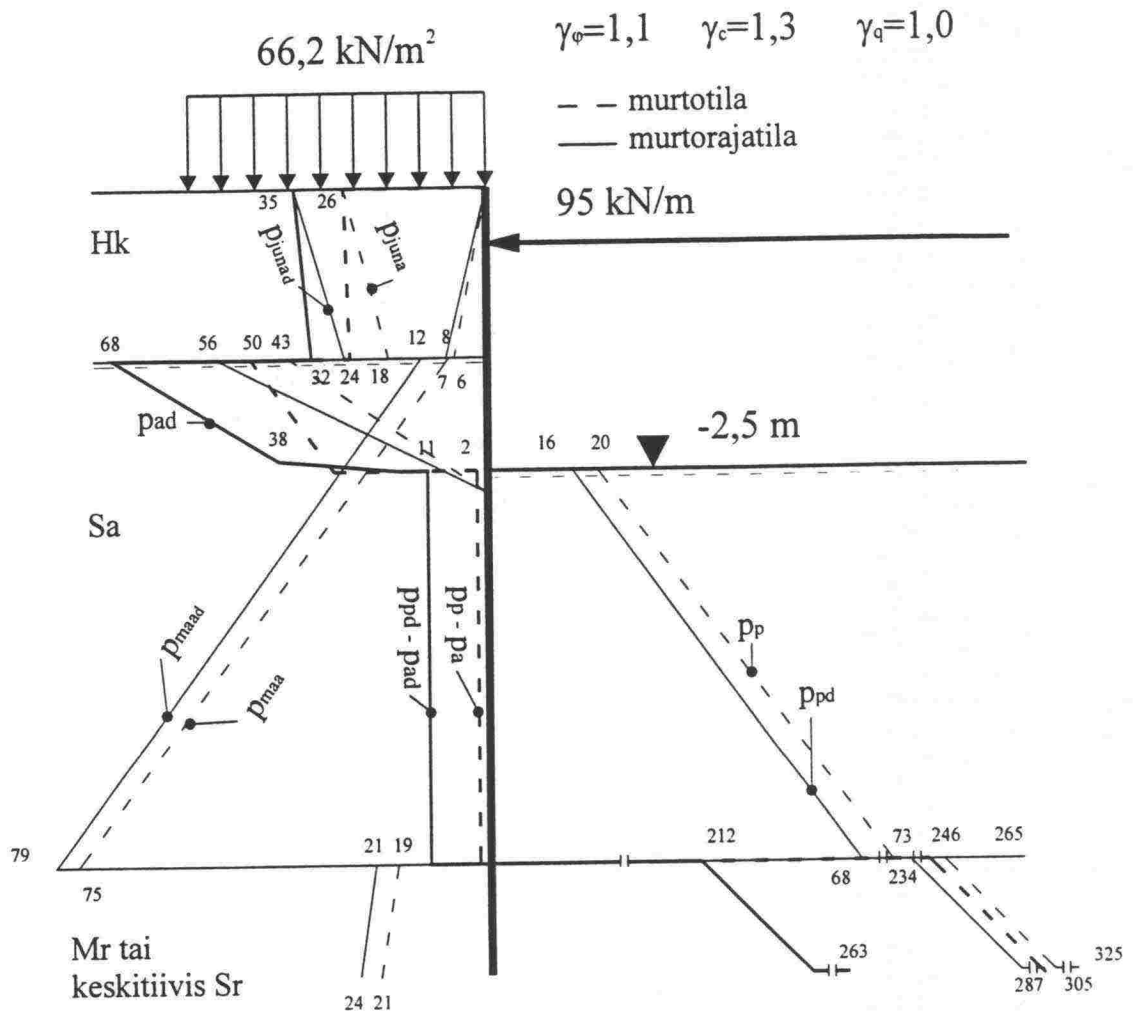
Mitoitusten yksinkertaistamiseksi valittiin vain yksi paksu savikerros, jonka alapuolella sijaitse kova pohja, johon tukiseinä tukeutui. Kuvassa 5.14 on esitetty mitoistilanne ja -parametrit.



Kuva 5.14. Ratakaivannon mitoitustilanne savimaassa

Mitoitukset tehtiin samoille laskentatapauksille kuin hiekkamaassakin. Mitoituksessa käytettävät osavarmuudet ja kokonaisvarmuudet ilmenevät taulukosta 5.3 ja lisäksi käytettiin koheesion osavarmuuksia $\gamma_c = 1,3$ ja $\gamma_c = 1,5$. Koheesion osavarmuus valittiin suuremmaksi silloin, kun kitkamaankin osavarmuus valittiin isommaksi.

Mitoittaminen aloitettiin jälleen laskemalla maanpaineet, joiden jakautumiskuvaajat piirrettiin. Kuvassa 5.15 on esitetty maanpaineiden jakautuminen ja ankkurivoima juna-kuorman ollessa 172 kN/m ja osavarmuuksien ollessa $\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_c = 1,3$ ja $\gamma_q = 1,0$.



Kuva 5.15. Maanpaineiden jakautuminen ja ankkurivoima kuormituksen ollessa savimaassa 172 kN/m

Tukiseinän tarvittava upotussyvyys laskettiin samalla tavalla kuin hiekkamaassakin eli tukitason suhteen otetun momenttiyhtälön avulla. Ankkurivoima laskettiin voimatasa-painon avulla, kuten hiekkamaassakin. Mitoituksissa saadut upotussyvyudet, ankkuri-voimat ja momentit on esitetty taulukossa 5.7.

Taulukko 5.7. Savimaassa olevan ratakaivannon mitoituksessa saadut upotussyvydet, ankkurivoimat ja momentit

Savi				
	Kuorma [kN/m]	Upotussyvyys [m]	Ankkurivoima [kN/m]	Momentti [kNm/m]
Ilman tärinää				
F=1,0	120	6,07	61	44
F = 1,5 (Pp/F)	120	6,40	67	55
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,3$	120	6,22	90	72
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %				
F=1,0	120	6,36	88	98
F = 1,5 (Pp/F)	120	6,76	105	146
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,3$	120	6,55	125	146
Ilman tärinää				
F=1,0	172	6,14	67	39
F = 1,5 (Pp/F)	172	6,35	98	93
F = 1,8 (Pp/F)	172	6,51	105	148
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	6,20	95	76
$\gamma_\phi = 1,2$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	6,27	108	96
Vaakasysäys huomioon ottaen; ankkurivoimaan lisätään Prud'homme'n kaavalla saatava vaakavoima $85/3 = 28,3$ [kN/m]				
F=1,0	172	6,14	95	39
F = 1,5 (Pp/F)	172	6,35	126	93
F = 1,8 (Pp/F)	172	6,51	133	148
$\gamma_\phi = 1,1$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	6,20	123	76
$\gamma_\phi = 1,2$ ja $\gamma_q = 1,0$	172	6,27	136	96
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten				
F = 1,0	133	6,07	89	49

Taulukon 5.7 mitoistuloksista voidaan huomata, että kokonaisvarmuusmenetelmä ei sovellu tällaisessa tapauksessa mitoitusmenetelmäksi. Varmuuskertoimella jaetun passiivipaineen ja aktiivipaineen erotuksena saatava maanpaine jää tukiseinän kaatavalle puolelle kasvaen upotussyvyyden lisäämisen kanssa. Ongelma esiintyy erityisesti, jos tukiseinä joudutaan jättämään kokonaan savimaakerrokseen.

Kun verrataan muiden mitoistapausten tuloksia toisiinsa huomataan, että tulokset eivät eroa toisistaan paljonkaan. Samoilla menetelmillä mitoittaessa junakuorman muuttumisesta huolimatta upotussyvyydelle saadaan samat arvot, jos ne pyöristetään seuraavan puolen metrin tarkkuudella. Tässä tapauksessa syynä tähän kylläkin on paljolti se, että seinät tukeutuvat tiiviiseen maakerrokseen.

Ankkurivoimien avulla mitoitettiin vaadittavien ankkureina käytettävien harjateräksien pinta-alat. Mitoittaminen tehtiin samoilla menetelmillä kuin hiekkamaassakin. Taulukossa 5.8 on esitetty laskentojen tulokset ankkuritankojen osalta.

Taulukko 5.8. Savimaassa olevan ratakaivannon mitoituksessa saadut vaadittavat ankkuritankojen pinta-alat

Savi					
	Kuorma [kN/m]	Ankkuritanko $A_{vaad.}$ [mm ² /m]	Ankkuritanko $A_{vaad.}$ [mm ² /m] $\gamma_s = 1,1$	Ankkuritanko $A_{vaad.}$ [mm ² /m] $\gamma_s = 1,2$	Ankkuritanko $A_{vaad.}$ [mm ² /3m]
Ilman tärinää					
F=1,0	120	159			477
F = 1,5 (Pp/F)	120	174			602
$\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_q = 1,3$ ja $\gamma_c = 1,3$	120		198	216	594 / 648
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %					
F=1,0	120	229			686
F = 1,5 (Pp/F)	120	273			819
$\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_q = 1,3$ ja $\gamma_c = 1,3$	120		275	300	825 / 900
Ilman tärinää					
F=1,0	172	174			523
F = 1,5 (Pp/F)	172	255			765
F = 1,8 (Pp/F)	172	273			819
$\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_c = 1,3$	172		209	228	627 / 684
$\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_c = 1,5$	172		238	259	714 / 777
Vaakasysäys huomioon ottaen; ankkurivoimaan lisätään Prud'homme'n kaavalla saatava vaakavoima $85/3 = 28,3$ [kN/m]					
F=1,0	172	248			744
F = 1,5 (Pp/F)	172	328			984
F = 1,8 (Pp/F)	172	347			1041
$\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_c = 1,3$	172		271	296	813 / 888
$\gamma_\phi = 1,1$, $\gamma_q = 1,0$ ja $\gamma_c = 1,5$	172		300	327	900 / 981
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten					
F = 1,0	133	178			534

Ankkuritankojen mitoitus tuloksista nähdään, että ankkuritangoiksi saadaan saman paksuinen harjaterästanko riippumatta mitoituksessa käytettävästä junakuormasta. Eli kuvan 5.14 mukaisessa mitoitus tilanteessa junakuorman nostaminen 120 kN.sta/m 172 kN:iin/m ei vaikuta suurestikaan ankkuritankojen valintaan. Tämä selittää osaksi sen, että tukiseinien siirtymät ovat pysyneet tavallisesti sallituissa rajoissa savimaassa olevissa tuetuissa ratakaivannoissa. Lisäksi rakentajat suhtautuvat vakavammin savi- maahan rakennettavaan tukiseinään kuin hiekkamaahan rakennettavaan tukiseinään. Tällöin tehdään tarkempaa työtä, jolloin tukiseinän ympäristön painumat ja siirtymät jäävät pienemmiksi. Savimaassa johtuvat tukiseinän vaakasuuntaiset siirtymät selittyvät osaksi sillä, että tukiseinä ja ankkuriseinä ovat sijainneet liian lähellä, jolloin kokonais- stabiiliteetti on ollut liian pieni.

Teräsponttiprofiilien vaadittavat taivutusvastukset mitoitettiin aivan samoilla menetelmillä kuin hiekkamaassakin. Taulukossa 5.9 on esitetty laskentojen tulokset teräsponttiprofiilien vaadittujen taivutusvastuksien osalta.

Taulukko 5.9. Savimaassa olevan ratakaivannon mitoituksessa saadut vaadittavat teräsponsnttiprofiilin taivutusvastukset

Savi				
	Kuorma [kN/m]	Teräsponsntti- profiili $W_{vaad.}$ [cm ³ /m]	Teräsponsntti- profiili $W_{vaad.}$ [cm ³ /m] $f_y = 235$	Teräsponsntti- profiili $W_{vaad.}$ [cm ³ /m] $f_y = 270$
Ilman tärinää				
F=1,0	120	260		
F = 1,5 (Pp/F)	120	325		
$\gamma_\phi = 1,1, \gamma_q = 1,3,$ $\gamma_c = 1,3$ ja $\gamma_s = 1,1 / 1,2$	120		337 / 368	293 / 320
Tärinä huomioiden; maan aktiivipainetta lisätään 25 % ja passiivipainetta vähennetään 20 %				
F=1,0	120	580		
F = 1,5 (Pp/F)	120	863		
$\gamma_\phi = 1,1, \gamma_q = 1,3,$ $\gamma_c = 1,3$ ja $\gamma_s = 1,1 / 1,2$	120		683 / 746	595 / 649
Ilman tärinää				
F=1,0	172	231		
F = 1,5 (Pp/F)	172	550		
F = 1,8 (Pp/F)	172	876		
$\gamma_\phi = 1,1, \gamma_q = 1,0,$ $\gamma_c = 1,3$ ja $\gamma_s = 1,1 / 1,2$	172		356 / 388	310 / 338
$\gamma_\phi = 1,1, \gamma_q = 1,0,$ $\gamma_c = 1,5$ ja $\gamma_s = 1,1 / 1,2$	172		449 / 490	391 / 427
Vaakasysäys huomioon ottaen; ankkurivoimaan lisätään Prud’hommen kaavalla saatava vaakavoima $85/3 = 28,3$ [kN/m]				
F=1,0	172	231		
F = 1,5 (Pp/F)	172	550		
F = 1,8 (Pp/F)	172	876		
$\gamma_\phi = 1,1, \gamma_q = 1,0,$ $\gamma_c = 1,3$ ja $\gamma_s = 1,1 / 1,2$	172		356 / 388	310 / 338
$\gamma_\phi = 1,1, \gamma_q = 1,0,$ $\gamma_c = 1,5$ ja $\gamma_s = 1,1 / 1,2$	172		449 / 49	391 / 427
Ominaisarvolaskenta kokonaisvarmuutta varten				
F = 1,0	133	290		

Taivutusvastustuloksista nähdään jälleen, että momentti ei mitoita valittavaa teräsponsntti-profiilia vaan pontin upotustilanne.

Yhteenvetona voidaan todeta, että tarkasteltavissa mitoitusilanteissa junakuorman muuttaminen ei vaikuta suurestikaan teräsponsnttitukiseinän rakenteiden valintaan.

6 KAIVANTOSUUNNITELMAN SISÄLTÖ

6.1 Urakkaohjelma

Rakennusurakkaa koskevassa urakkaohjelmassa esitetään ratakaivannon osalta vähintään kaivannon rakentamisajankohta kalenteripäivien tarkkuudella, raide- ja sähkövarausten mahdollisuudet, käytössä olevat maa-alueet, urakkarajat, poikkeavuudet normaalista rakennushankkeesta, suojattavat rakenteet, hankkeeseen sitoutuvien vastuuhenkilöiden yhteystiedot ja muut samanaikaiset työt. Urakkaohjelmassa käsitellään ratakaivantoon liittyviä asioita sitä tarkemmin, mitä vaativampi ja riskialttiimpi kaivantokohde on kyseessä. Urakkaohjelmassa esitettyjen tietojen perusteella urakoitsija pystyy laatimaan alustavan työvaihesuunnitelman ja poistamaan toteuttamiskelvottomat rakennevaihtoehdot, jolloin urakkalaskija pystyy hinnoittelemaan kaivannon rakentamiskustannukset.

6.2 Työselitys

Työselitys laatuvaatimuksineen on työstä vastaavan henkilön tärkein asiakirja tukiseinän rakentamisvaiheessa. Työselityksessä asiat esitetään työvaihesuunnitelman mukaisessa järjestyksessä, selkeästi ja yksinkertaisesti, jolloin työstä vastaava pystyy rakentamaan tukiseinän oikein.

Pohja- ja maarakennustöiden työkohtaisesta työselityksestä esitetään kaivannot ja kuivatustyöt sekä muut kohteeseen liittyvät rakentamistehtävät.

6.3 Kaivantopiiirustukset

Ratakaivantosuunnitelma sisältää tavallisesti seuraavat piirustukset:

- lähtötietopiiirustukset
- pohjatutkimuspiiirustukset
 - pohjatutkimuskartta ja -leikkaukset
 - ympäristöselvityskartta
- mitoituspiirustukset
 - maan- ja vedenpainekuormitukset
 - taivutusmomentti ja leikkausvoimakuviot
 - kokonaisstabiliteettitarkastelu
 - pystystabiliteetti
- pohjarakennuspiiirustukset
 - kaivannon yleispiiirustus
 - työvaihepiirustukset
 - tukiseinäpiirustukset (taso- ja leikkauspiiirustukset).

Piiirustukset tehdään PRP-84 Pohjarakennuspiiirustusohjeiden /23/ mukaisesti.

Piiirustuksissa käytetään yleensä seuraavia mittakaavoja:

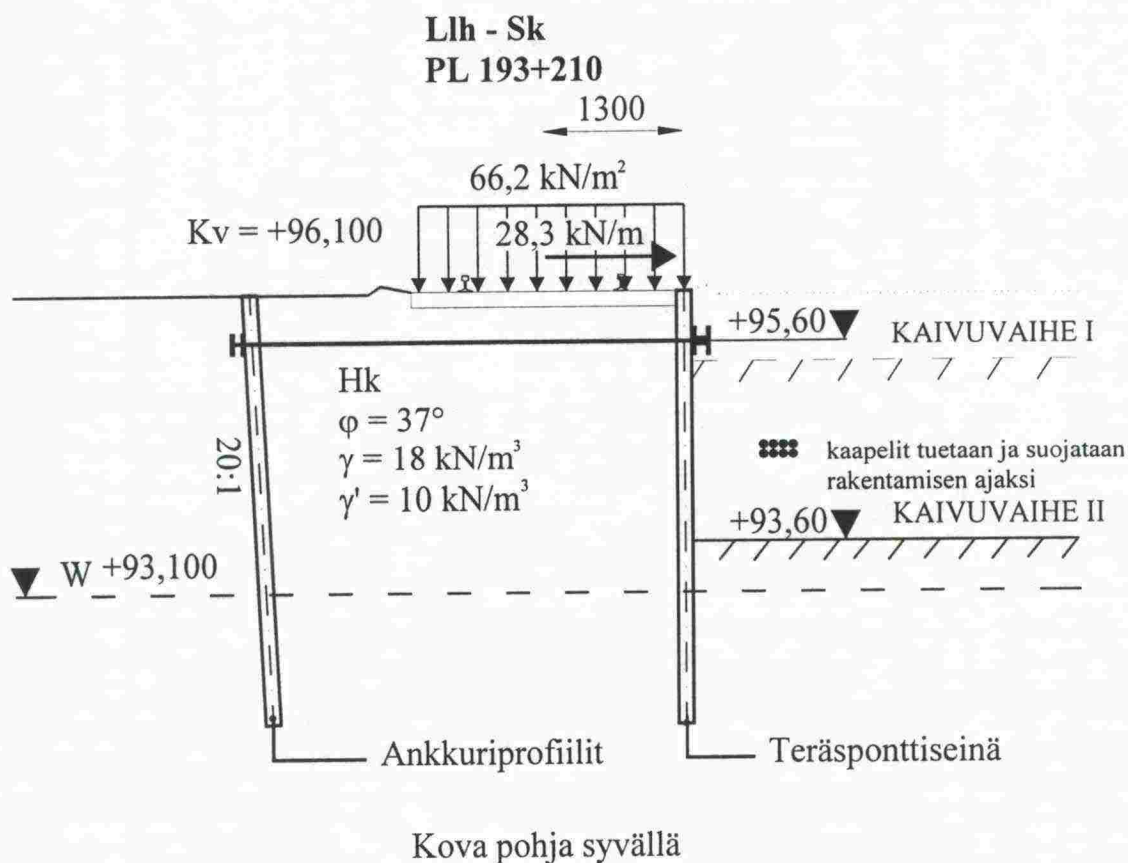
- rataleikkaukset 1:200,
- kaivantopiiirustukset 1:100, 1:50 tai 1:20,
- detaljit 1:50, 1:20 tai 1:10

Piirustusten pahimmat puutteet löytyvät yleensä työvaihepiirustuksista, joita ei useinkaan tehdä. Ratakaivannoista esitetään liian usein vain valmiin tukiseinärakennelman piirustus. Työvaihepiirustukset tulisi tehdä lähdetekoksen /27/ mukaisesti. Myöskään mitoituslaskelmien piirustuksissa ei esitetä maan- ja vedenpaineen osuuksia varmuudella 1,0. Tällöin varmuustasoa ei pystytä havainnollistamaan.

6.4 Mitoituslaskelmat

Mitoituslaskelmissa esitetään ensimmäiseksi lähtötietopiirustus, jossa on esitetty käytettävä laskentamalli geoteknisine maakerroksineen ja pohjavedenpintoineen tai huokosvedenpaineineen sekä tulevine luiska- ja tukirakenteineen. Tuettujen kaivantojen lähtötietopiirustuksessa esitetään lisäksi mitoitettava tukiseinä kaivu- ja tuentatasoineen. Lisäksi esitetään ulkoiset kuormat, niiden sijainti ja suuruus. Kuvassa 6.1 on esitetty esimerkki lähtötietopiirustuksesta.

Tehtäessä mitoituslaskelmat tietokoneella laskelmista esitetään yhteenveto tarkasteluista ja mitoitettun varmuustason saavuttamisen edellytyksistä sekä graafiset tietokone-tulokset mitoituksen kannalta kriittisistä vaiheista. Yhteenvedosta pitäisi selvittää myös laskelmien vertailu ominaisarvolaskelmiin eli tilanteeseen, jossa varmuus on 1,0. Tällöin pystytään arvioimaan, kuinka paljon missäkin on varmuutta.



Kuva 6.1. Tukiseinän mitoituksen lähtötietopiirustus

Tuettujen kaivantojen mitoituspiirustuksissa esitetään kullekin kaivuvaiheelle maan- ja vedenpaine kuormitukset (kuva 5.13) ja niiden aiheuttamat tukiseinän taivutusmomentit ja leikkausvoimakuviot. Lisäksi suunnitelmassa esitetään tuennan ja ankkuroinnin mitoitus laskelmineen.

Mitoituslaskelmissa esitetään myös pysty- ja kokonaisstabiliteettitarkastelu. Mikäli pystystabiliteetilaskelmissa käytetään hyväksi painuvien maakerroksien lujuutta, tehdään myöskin pystystabiliteettia vastaava painumatarkastelu.

Jos mitoitus tarkastelut lasketaan käsin, laskelmissa esitetään samat asiat kuin atk-laskelmissa.

7 TUKISEINÄN RAKENTAMISEN VALVONTA

7.1 Valvonnan vastuu

Tavallisesti ratakohteen tilaajana on RHK, joka tilaa rakennuskohteen rakentamisen pääurakoitsijalta. Pääurakoitsija jakaa työt yleensä erilaisiin urakoihin, jolloin aliurakoitsijat tekevät tukiseinän rakentamisen edellyttäviä töitä. Aliurakoitsija tavallisesti tilaa vielä aliurakoitsijalta tukiseinän rakentamisen. Tällöin tukiseinän rakentamisen valvonta kuuluu pääurakoitsijalle, aliurakoitsijalle ja tukiseinän rakentajalle. Suurin vastuu tukiseinän rakentamisesta on aina tukiseinän rakentajalla.

7.2 Ennen rakentamista

Ennen rakentamista:

- Tarkistetaan, että kaikki suunnitelmat ovat valmiita, tarkastettuja ja hyväksyttyjä.
- Tiedotetaan rakentamisesta aiheutuvasta pölystä, melusta ja tärinästä vaikutusalueen asukkaille, sillä tiedottamisella voidaan välttää turhaa negatiivista palautetta. Tiedottaminen on myös hoidettava, jos suunniteltu aikataulu muuttuu.
- Pidetään alustaviin töihin liittyvät katselmukset. Katselmuksista tehdään pöytäkirjat, joihin tarvittaessa liitetään esimerkiksi valokuvia, digitaalikuvia ja mittaustuloksia.
- Dokumentoidaan huomatut muutokset ja muut seikat työmaapäiväkirjaan. Ellei työmaapäiväkirjaa vielä ole, työstä vastaavan on hyvä kirjata asiat omaan henkilökohtaiseen päiväkirjaansa.
- Dokumentoidaan suunnitelmiin ja kustannuksiin vaikuttavat asiat työmaakokouksen pöytäkirjaan.

7.3 Rakentamisen aikana

Rakentamisen aikana on tärkeintä valvoa asioita turvallisuuden kannalta. On muistettava, että rataturvallisuutta ei saa missään vaiheessa laiminlyödä.

Työmaalla valvoja:

- Tarkistaa, että urakoitsija on rajannut työmaa-alueen ulkopuolisilta.
- Tarkistaa, että rakentamisen parissa työskentelevien pätevyudet ovat kunnossa. Ratatyöntekijöiden pätevyudet on esitetty RHK:n julkaisussa C1 /17/.
- Tekee tai valvoo, että urakoitsija tekee varsinaisen tukiseinän rakentamisen aikana työselityksessä mainitut tarkkailumittaukset, joita ovat esimerkiksi tärinä-, melu-, painuma-, siirtymä- ja pohjavedenpinnan korkeusmittaukset. Vaikka työselityksessä ei olisikaan mainittu raiteen siirtymien mittaamista, raiteen sijaintimittaukset on syytä tehdä ennen tukiseinän rakentamista ja purkamisen jälkeen. Lisäksi mittauksia pitää tehdä silloin, kun silmämääräisesti havaitaan siirtymiä. Mittaukset on sidottava varmaan siirtymättömään rakenteeseen esimerkiksi kallioon.
- Tarkistaa uudestaan käytettävien ponttiprofiilien kunnon, ennen kuin ponttiprofiileja aletaan upottaa.
- Tarkistaa upotuksessa käytettävän koneen sopivuuden raideympäristöön. Tarkistus on tehtävä ennen raidevarausta ja mahdollista jännitekatkoa.
- Tarkistaa, että kiskot on suojattu, jos käytetään telaketjuilla liikkuvaa lyöntikalustoa. Suojaamattoman raidekiskon yliajaminen telaketjukalustolla on kielletty.

Varsinaisen ponttiprofiilin lyönnin aikana on

- valvottava suunnitelmissa esitetyn tavoitesyvyyden saavuttaminen, sillä upotussyvyydellä on suuri vaikutus tukiseinärakennelman kokonaisvarmuuteen
- piirrettävä tukiseinän rakentamisen edistymisestä toteutumapiirustus eli ”naamakuva”.

Tukiseinän kaivun aikana on

- valvottava, että pohjavedenpinnan korkeuden alentaminen on aloitettu suunnitelmien mukaisesti ja se on onnistunut
- tarkistettava, että maakerrosrajat ovat lähes suunnitelmien mukaisissa tasoissa.

Tukirakenteiden rakentamisen aikana on

- valvottava tarkasti ankkurointien sijainti ja käytettävä materiaali; erittäin tärkeää on tarkistaa ankkurien liitokset, sillä koko tukiseinä on niiden varassa
- tarkistettava, että tukiseinä on maadoitettu sähköistetyllä radalla.

Valmiin tukiseinän aikana on

- seurattava tukiseinän vaakasiirtymiä, pystysiirtymiä, ankkureiden liikkeitä ja raiteen asemaa; myös pohjavedenpinnan korkeutta ja virtaavan veden määrää tukiseinän lävitse on tarkkailtava. Näitä asioita on seurattava aina, vaikka niitä ei olisikaan työselityksessä erikseen mainittu.

Dokumentointi tehdään seuraavasti:

- Työmaapäiväkirjaan dokumentoidaan tukiseinän rakentamisen eteneminen ja havainnot suunnitelmista poikkeamisista. Suunnittelijan kommentit dokumentoidaan aina työmaapäiväkirjaan.
- Työstä vastaavan henkilökohtaiseen päiväkirjaan dokumentoidaan pienemmät sovitut asiat.
- Toteutumapiirustukset tehdään rakenteista työn edistymisen mukaisesti.
- Työmaakokouksen pöytäkirjan liitteeksi laitetaan seurantamittausten mittauspöytäkirjat. Muuten työmaakokouksen pöytäkirjaan kirjataan tukiseinän rakentamisen kustannusvaikutukset ja kaivannon turvallisuuteen liittyvät asiat. Mikäli kaivannon rakentamisen aikana on pidetty katselmuksia, niistä on syytä mainita myös työmaakokouksen pöytäkirjassa.

7.4 Purkamisen aikana

Purkamisen aikana:

- Valvotaan purkujärjestyksen kulkua ja pohjavedenpinnan alentamisen lopettamista, joka esitetään työselityksessä.
- Tehdään toteutumapiirustukset maahan jäävistä rakenteista, mikäli tukiseinää ei pystytä purkamaan kokonaan. Myös muista rakennemuutoksista on tehtävä toteutumapiirustukset.

Ratakaivannon täyttämisen aikana:

- Valvotaan, että täyttömateriaalit ja niiden tiivistys täyttävät työselityksen vaatimukset. Mikäli työselityksessä ei mainita täyttömateriaaleista ja tiivistyksestä, noudatetaan RMYTL:n /18/ vaatimuksia.

Viimeistelytöiden aikana:

- Valvotaan, että työmaa-alue siistitään ja radan päällysrakenne on kunnossa. Raiteesta on tarkistettava vähintään silmämääräisesti kiskojen kunto, geometria ja sepelin puhtaus.

Purkamisen aikana dokumentointi tehdään samalla tavalla kuin rakentamisen aikanakin.

8 JOHTOPÄÄTÖKSET

Tukiseinään kohdistuvat kuormat

Tähän mennessä ratakaivantojen mitoituksessa on otaksuttu kuormitukset seuraavasti:

- Mitoittavana junakuormana on käytetty 120 kN/m.
- Raideliikenteen aiheuttama tärinä on otettu huomioon lisäämällä 25 % aktiivipainetta ja vähentämällä 20 % passiivipainetta.

Kuormitusotaksumien puutteita:

- Nykyisten junien akselipainot ovat noin 22,5 t, jolloin kuormitusotaksuma 120 kN/m on liian pieni.
- Otaksuma, että raideliikenteen aiheuttama vaakakuorma ja tärinä kuormittavat tukiseinän yläpäästä aina tukiseinän alapäähän asti, on väärä. Varsinkin, kun tukiseinä rakennetaan suoraan kiinni ratapölkkyyn, raideliikenteen vaaka- ja tärinäkuormitukset kohdistuvat erityisesti tukiseinän yläpäässä olevaan ankkurointiin.

Puutteiden poistamiseksi tehtävät toimenpiteet:

- Mitoittavaksi junakuormaksi tulisi ottaa 25 t akselikuormaa vastaava metrikuorma eli 172 kN/m. Junaliikenteen nopeuden ollessa alhainen kuormaa ei tarvitse kertoa millään osavarmuudella, koska se sisältää sysäyksiä ja kuorman osavarmuuden.
- Aktiivi- ja passiivipaineet olisi syytä mitoittaa ilman mitään vähennyksiä tai lisäyksiä. Raideliikenteen aiheuttama vaakakuormitus ja tärinä ehdotetaan sen sijaan otettavaksi huomioon Prud'homme'n kaavalla saatavalla 85 kN vaakakuormalla, joka jakautuu ankkureille. Esimerkiksi kolmen metrin ankkurivälillä lisäkuormaksi saadaan 26,3 kN/m. Tämä johtaa käytettävien ankkuritankojen halkaisijoiden paksuntamiseen, mutta samalla saadaan hallittua paremmin hiekkamaissa olevien tukiseinien yläpään vaakasiirtymiä ja näistä aiheutuvia raiteen painumia.

Tukiseinän mitoittaminen

Nykyisellä mitoituskäytännöllä päädytään noin $F = 1,5$ kokonaisvarmuuteen, jolloin teoriassa joka sadas ratakaivanto sortuu ja riskikustannus ratakaivantoa kohden on suuruusluokaltaan 1 000 000 markkaa. Sallittava riskikustannus kaivantoa kohden on kuitenkin enintään suuruusluokkaa 100 000 markkaa. Tähän päästään kokonaisvarmuudella $F = 1,8$, jolloin teoriassa joka tuhannes ratakaivanto sortuu.

Hallituimmin $F = 1,8$ kokonaisvarmuuteen päästään käyttämällä mitoituksessa rajatilamenetelmää, jonka edut ovat seuraavat:

- Menetelmässä laskenta tehdään ensin ominaisarvoilla, jolloin osavarmuuksilla tehtävien laskentojen tuloksia voidaan verrata. Tällöin tiedetään tarkkaan, minkä suuruinen varmuus mihinkin osatekijään sisältyy ja miten kokonaisvarmuus muodostuu.
- Menetelmä soveltuu kaikkiin tukiseinän mitoituksen osatehtäviin eli maanpaine-laskelmista teräsrakenteiden mitoittamiseen.

Kokonaisvarmuusmenetelmä soveltuu ratakaivantokohteiden mitoittamiseen selvästi huonoimmin seuraavien seikkojen takia:

- Kirjallisuudessa ei esitetä selkeästi, minne kokonaisvarmuus laitetaan laskennoissa.
- Koheesiomaissa maanpaineen jakaminen kokonaisvarmuudella ei ole oikea olettaus, jolloin menetelmä ei sovellu koheesiomaihin.

Tukiseinärakenteiden ylimitoittamiseen voidaan ajautua seuraavasti:

- Tukiseinän mitoittaminen jaetaan usealle suunnittelijalle, jotka laittavat hallitsemattomasti varmuuksia omiin laskelmiinsa.
- Rajatilamenetelmässä käytetään liian suuria osavarmuuskertoimia ja ominaisarvolaskentaa ei tehdä.

Tukiseinärakenteiden ylimitoittaminen johtaa helposti seuraaviin asioihin:

- Rakentajat pitävät suunniteltuja rakenteita liian varmoina. Tämä johtaa siihen, että rakentajat suhtautuvat rakentamiseen huolimattomasti, jolloin työvaiheissa tapahtuu virheitä. Huolimaton rakentaminen taas aiheuttaa rakenteiden vaakasiirtymisiä ja edelleen raiteeseen haitallisia painumia.
- Työnaikaisten tukiseinien kustannukset nousevat.
- Tukiseiniä ei ole mahdollista rakentaa suunnitelmien mukaisesti. Tällöin työmaalla joudutaan tekemään muutoksia suunnitelmiin.

Tukiseinän rakentaminen

Tukiseinän rakentamisessa on esiintynyt seuraavia puutteita:

- Tukiseiniä ei ole maadoitettu, vaikka sähkörataturvallisuus on edellyttänyt tukiseinien maadoittamista. Sähkörataturvallisuus edellyttää tukiseinän maadoittamisen paluuvirtakiskoon, jolloin tukiseinä on samassa "maassa" kuin syöttöasema. Tukiseinien maadoittaminen ei edellytä lisäsuunnitelmien tekemistä vaan maadoittamisesta on huolehdittava työmaalla. Erityisesti tukirakenteiden maadoittamisesta on huolehdittava silloin, kun kiilauksessa käytetään huonosti sähköä johtavia materiaaleja, esimerkiksi puuta.
- Rakentajat eivät suhtaudu yhtä vakavasti kitkamaalajeihin rakennettaviin tukiseiniin kuin koheesiomaahan rakennettaviin tukiseiniin. Tällöin rakentamisen laatu on huonompaa ja tukiseinän yläpään vaakasiirtymät ovat suurempia.
- Nykyään teräsrakenteiden jatkokset hitsaa työmaalla henkilö, jolla ei välttämättä ole hitsiliitoksen vaatimaa hitsauspätevyyttä. Tukiseinärakenteet ovat hitsiliitoksien varassa, jolloin hitsiliitokset olisi tehtävä erittäin huolella.

Tukiseinän rakentamisessa on erityisesti pidettävä mielessä seuraavat asiat:

- Tukiseinän kokonaisvarmuus voidaan menettää helposti, jos tukiseinän upotussyvyys jää suunniteltua pienemmäksi. Mitoituksessa varmuus on riittävä, kun laskelmien mukainen upotussyvyys pyöristetään ylöspäin seuraavaan puoleen metriin.

- Pohjavedenpinnan alentaminen ja sen ylläpito on tukiseinän pysymisen kannalta tärkeää. Onneksi tämä asia on työmailla tähän mennessä tiedostettu hyvin.
- Mikäli tukiseinä on suunniteltu ponttiin lyötäväksi ja se ei onnistu olosuhteiden takia, siitä on informoitava suunnittelijaa, joka tarkistaa laskelmat ja redusoi pontti-profiilin taivutusvastusta. Lisäksi on muistettava, että alle $1000 \text{ cm}^3/\text{m}$ taivutusvastuksen omaavia teräsponttiprofiileja ei pystytä upottamaan ratarakenteista läpi, jolloin niitä ei tulisi käyttää ratakaivantokohteissa.

Jatkotoimenpiteet

Tämän työn tulosten perusteella näyttää olevan tarvetta uusien ohjeiden laatimiselle. Mikäli uusi tukiseinärakenteita koskeva suunnitteluohje laaditaan, siinä on tarkasteltava vielä seuraavia seikkoja:

- Ankkureiden mitoituksessa huomioon otettava vaakavoiman suuruus tukiseinän ja raiteen välisestä etäisyydestä riippuen.
- Ankkurilaatan ja tukiseinän välisen etäisyyden tarkistamiseen käytettävien menetelmien soveltuvuus ratakaivantoihin.
- Ponttiin lyömättömän ponttiprofiilin taivutusvastuksen redusointi.

Tukiseinän ankkureina käytettävien harjaterästen ja juoksujen hitsausliitokset pitäisi tyypittää (hitsausohje) muutamalle yleisimmälle liitokselle. Tyypitykset pitäisi tehdä vähintään ankkurin ja palkin väliselle liitokselle sekä palkin jatkokselle seuraavien seikkojen takia:

- Liitostyypit toistuvat monessa ratakaivantokohteessa. Tyypittämisen ansiosta suunnittelutyön määrä vähenee ja suunnitteluvirheiden mahdollisuus pienenee.
- Tukiseinä on liitoksien varassa. Tyypipiratkaisuissa liitokset on mitoitettava siten, että ennen liitoksen pettämistä ankkuritanko myötää, jolloin myös riski seinän äkillisestä sortumisesta pienenee.

KIRJALLISUUSLUETTELO

- /1/ Boone, S. J. ja Crawford, A.M.. October, 2000. Braced Excavations: Temperature, Elastic Modulus and Strud loads. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 10. s. 870-881.
- /2/ British Steel, Piling Handbook. Seventh edition 1997. Willerby, East Yorkshire, United Kingdom ,1997.
- /3/ CEN, ENV 1993-1-1, Eurocode 3.
- /4/ CEN, ENV 1993-5, Eurocode 3.
- /5/ CEN, prEN 1537, Execution of special geotechnical works-Ground anchors.
- /6/ Deutsche Bahn Gruppe, DS 804 (B6). Vorschrift des Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Berlin 2000.
- /7/ Eronen, S. Teräksiset tukiseinärakenteet. Diplomityö TTKK 1995.
- /8/ Hartikainen, J. Tuetun kaivannon suunnittelu. Rakennustekniikka 1/1976, s 253-258.
- /9/ Helenelund, V. Maarakennusmekaniikka 137. Otaniemi 1974, Teknillisen Korkeakoulun Ylioppilaskunta.
- /10/ Hjulgren, J. Keskitettyjen ja dynaamisten kuormitusten vaikutus maanpaineisiin. Diplomityö TTKK 1988.
- /11/ Jernbaneverket, JD 525, Teknisk regelverk. Kap.5, Bruer 5, Dynamisk effekter. Norway 01.01.2001.
- /12/ Levomäki, M. ja Valtonen, J. Loppuraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akseli-painojen teknisistä tutkimuksista. Ratahallintokeskus. Helsinki 2001.
- /13/ Rakennustieto Oy. Räjätys-, louhinta- ja kaivutöiden turvallisuus, Ratu 1183-S. 1998.
- /14/ Rantamäki, M. , Jääskeläinen, R. ja Tammirinne, M. Geotekniikka 464. Ota-kustantamo, 1979.
- /15/ Ratahallintokeskus. Liikkuvan kaluston tekniset määräykset ja ohjeet (LIMO). Helsinki 1995–2001.
- /16/ Ratahallintokeskus. Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO). Helsinki 1995–2001.
- /17/ Ratahallintokeskus. Ratatyöntekijöiden pätevyysvaatimukset, julkaisu C1. Helsinki 2000.

- /18/ Ratahallintokeskus. Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset (RMYTL). Helsinki 1998 –.
- /19/ Ratahallintokeskus. Rautatiesiltojen suunnitteluohjeet (RSO). Helsinki 1997–.
- /20/ Riessberger, K. Track part of the system railway. Nordic railway seminar. Oslo 1998.
- /21/ Ryner, A., Fredriksson, A. ja Håkan, S. Sponthandboken, Handbok för konstruktion och utformning av provisoriska sponter. BFR och ADG Grundteknik, Stockholm 1996.
- /22/ Suomen geoteknillinen yhdistys r.y.. Pohjavedenpinnan mittaaminen, Kairausopas IV. Helsinki 1975.
- /23/ Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. ja Rakentajain Kustannus Oy. Pohjarakennuspiirustusohjeet, PRP-84. 1984.
- /24/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Pohjarakennus, RIL 95. Helsinki 1974.
- /25/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Pohjarakennusohjeet, RIL 121. Helsinki 1988.
- /26/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Pohjarakenteet RIL 166. Helsinki 1986.
- /27/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Rakennuskaivanto-ohje, RIL 181. Helsinki 1989.
- /28/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Rakenteiden kuormitusohjeet, RIL 144. Helsinki 1983.
- /29/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. Teräsrakenteet, RIL 173. Helsinki 1997.
- /30/ Tielaitos. Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet, versio 5.2.2001. Helsinki 2001.
- /31/ Tielaitos, Siltakeskus. Teräsputkipaalut. Helsinki 1993.
- /32/ VR Georyhmä. Tuettujen kaivantojen rakentaminen rautatiealueiden kaivantotöissä. Helsinki 1993.
- /33/ VR Georyhmä. Tuettujen kaivantojen rakentamisen valvonta rautatiealueiden kaivantotöissä. Helsinki 1993.
- /34/ VR Georyhmä. Tuettujen kaivantojen suunnittelu rautatiealueiden kaivantotöissä. Helsinki 1993.

- 1/1997 Railway Industry Structures and Capital Investment Financing
 2/1997 Nopean junaliikenteen aluekehitysvaikutukset
 3/1997 Rautateiden henkilöliikenteen ennustemalli (RALVI)
 4/1997 Kilpailuedellytykset ja niiden luominen Suomen rataverkolla
 5/1997 Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2020
 1/1998 Rataverkon jatkosähköistyrksen yhteiskuntataloudellinen vaikutus selvitys
 2/1998 Suomen rautatieliikenteen päästöjen laskentajärjestelmä (RAILI 96)
 3/1998 Rautateiden tavarakuljetusten laatutekijät
 4/1998 Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoiminta 1997 - 99
 5/1998 Rataverkon kehittämisen yhdyskuntarakenteellisten vaikutusten ja menetelmien arviointi
 6/1998 Yksityisrahoituksen käyttömahdollisuudet Suomen ratahankkeissa
 1/1999 Ratarakenteen instrumentoinnin kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 2/1999 Rautatieliikenteen polttoaineperäisten päästöjen aiheuttamat ympäristökustannukset
 3/1999 Rautatieliikenteen aiheuttama tärinä, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 4/1999 Ratarakenteen instrumentointi- ja mallinnussuunnitelma, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 5/1999 Rautatietärinän mittauskäytäntö Pohjoismaissa
 6/1999 Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 7/1999 Rautatiesiltojen luokittelu ja inventointi rataosuudella Rautaruukki-Haaparanta akselipainojen korottamista varten
 8/1999 Ratarumpujen maastoselvitys, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 1/2000 Rataverkko 2020 -ohjelman väliraportti. Kehittämisvaihtoehtojen vaikutustarkastelut
 2/2000 Bantrummor, 250 kN och 300 kN axellaster
 3/2000 Liikkuvan kaluston kirjallisuustutkimus
 4/2000 Raidesepelin lujuuden vaikutus tukikerroksen kestoikään
 5/2000 Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 6/2000 Väliraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen ratateknisistä tutkimuksista
 7/2000 Intermediate Report, 250 kN and 300 kN axle loads
 8/2000 Ratatekniset määräykset ja ohjeet -julkaisun käytettävyyssuutkimus
 9/2000 Ratakapasiteetin perusteet
 10/2000 Instrumentation and Modelling of Track Structure, 250 kN and 300 axle loads
 11/2000 Rautatieonnettomuuksien sisäiset ja ulkoiset kustannukset
 12/2000 Internal and External Costs of Railway Accidents
 1/2001 Rataverkko 2020 -suunnitelma
 2/2001 XPS-routaeristelevyt ratarakenteessa, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 3/2001 Raidetutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
 4/2001 Radan kunnossapitokustannusten kirjallisuustutkimus,
 5/2001 Loppuraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen teknisistä tutkimuksista
 6/2001 Final Report 250 kN and 300 kN axle loads
 7/2001 Rautateiden maanvaraiset pylväasperustukset. Koekuormitusraportti
 8/2001 Ratarumpututkimus. Instrumentointi ja mittaukset
 9/2001

RATAHALLINTOKESKUS
 KAIVOKATU 6, PL 185
 00101 HELSINKI

KUNNOSSAPITOYKSIKKÖ

Lisätietoja: Pasi Leimi, puh. (09) 5840 5184, sähköposti: pasi.leimi@rhk.fi
 Jakelu: Sinikka Kiikka, puh. (09) 5840 5192, sähköposti: sinikka.kiikka@rhk.fi

ISBN 952-445-058-5
 ISSN 1455-2604